

Rita Alexandra Colaço dos Santos

**Aplicação de Conceitos de Risco Sísmico a Construções
no Campus da FCT**

Lisboa

2010



FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA

UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Departamento de Engenharia Civil

Aplicação de Conceitos de Risco Sísmico a Construções no Campus da FCT

Rita Alexandra Colaço dos Santos

**Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e tecnologia da
Universidade Nova de Lisboa para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil**

Orientador: Professor Doutor João Rocha de Almeida

Co-Orientadora: Professora Doutora Zuzana Dimitrovová

Júri

Presidente: Professor Doutor Manuel A. Gonçalves da Silva

Vogais: Professor Doutor João Rocha de Almeida

Professora Doutora Zuzana Dimitrovová

Professor Doutor Segadães Tavares

Lisboa

2010

Agradecimentos

Aproveito este espaço para agradecer a todos aqueles que contribuíram, quer de uma forma directa ou indirecta, para a conclusão desta dissertação.

À professora Doutora Zuzana Dimitrovová pela sua dedicação e por todas as explicações efectuadas durante este ano.

Ao professor Doutor João Rocha de Almeida pelo apoio, disponibilidade e paciência, orientação e correcção efectuadas.

Aos meus colegas de trabalho, pelos incentivos.

Ao Diogo, por toda a sua compreensão e por todo o seu apoio que sempre demonstrou.

Aos meus amigos que me apoiaram na realização deste trabalho.

Finalmente, um agradecimento muito especial, aos meus pais e irmã pela paciência e pelos incentivos, e sem os quais este trabalho não teria sido possível.

Resumo

Neste trabalho procedeu-se ao estudo do Edifício de Engenharia Electrotécnica e de Computadores da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, localizada no Monte da Caparica, quando sujeito a acções sísmicas.

O Eurocódigo 8 (EC8) foi o regulamento adoptado para o estudo da resistência do edifício ao sismo. Este regulamento, que se baseia num dimensionamento por capacidades resistentes, permite ao projectista um dimensionamento mais rigoroso das estruturas comparativamente às normas utilizadas no passado.

No EC8, são propostos métodos de análise lineares e não lineares, tanto estáticos como dinâmicos. A maior simplicidade das análises lineares torna-as como a opção mais corrente numa análise sísmica. Tais análises baseiam-se na resposta elástica da estrutura, utilizando um coeficiente de comportamento para ter em conta eventuais efeitos não lineares. Neste trabalho, recorreu-se a uma análise linear para estudar o comportamento sísmico do edifício.

Para a modelação da estrutura, utilizou-se o programa de cálculo ANSYS, baseado no método dos elementos finitos, com base no qual foi realizado o cálculo estático da estrutura, bem como o cálculo das frequências e modos de vibração da estrutura em estudo e a sua análise dinâmica.

Palavras-chave: Concepção Sísmica, Eurocódigo 8, Acção Sísmica, Análise Estática, Análise Dinâmica Linear

Abstract

This work consisted on the study of the building of Engenharia Electrotécnica e de Computadores da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, at Monte da Caparica, Lisbon, Portugal, when subjected to seismic actions.

The chosen regulation for the study of the structure's seismic resistance was the Eurocode 8 (EC8). This regulation, which is based on the dimensioning by resistant capacities, allows the designer to make a more rigorous dimensioning of the structures when comparing with the rules used in the past.

In EC8, static and dynamic methods for linear and non-linear analysis are proposed. The simplicity offered by the linear analysis makes it the most common solution for seismic analysis. Such analyses are based on the elastic response of the structure, using a behavior factor to take into account possible non-linear effects. In this work, the linear analysis was chosen to study the seismic behavior of the building.

The simulation software ANSYS, based on the finite element method, was used for the structure modeling. From it, the static calculation of the structure, the calculation of the frequencies and vibration modes, and its dynamic analysis were obtained.

Keywords: Seismic conception, Eurocode 8, seismic action, static analysis, linear dynamic analysis.

Índice

1 Introdução e Estrutura da Dissertação	1
2 Vulnerabilidade Sísmica.....	2
2.1 Metodologia da Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica	2
2.1.1 Escala Macrossísmica Europeia, EMS-98.....	5
2.2 Classificação do Parque Habitacional de Portugal de Acordo com os Critérios de Vulnerabilidade da Escala EMS-98.....	7
2.3 Retrospectiva dos Efeitos do Sismo Sobre as Instalações Escolares	9
2.4 Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica do Edifício de Electrotécnica.....	12
2.4.1 Ficha de Registo das Características do Edifício	13
3 Princípios Básicos de Concepção Sísmica segundo o EC8	19
3.1 Princípios Básicos da Concepção Estrutural.....	19
3.2 Regularidade Estrutural	20
3.2.1 Regularidade em Planta	21
3.2.2 Regularidade em Altura	23
3.3 Zonamento Sísmico	25
3.4 Classe de Importância do Edifício.....	26
3.5 Coeficiente de Comportamento.....	27
4 Caracterização do Edifício	31
4.1 Estrutura	31
4.1.1 Localização	31
4.1.2 Descrição do Edifício em Estudo	31
4.1.3 Fundações	33
4.2 Regulamentação.....	33
4.3.2 Tipos e Espessuras de Lajes.....	34
4.3.4 Pilares	35

4.4 Materiais	35
4.5 Núcleos Resistentes	36
4.6 Acções37	
4.6.1 Lajes Alveolares da Ala Poente	38
4.6.2 Lajes Maciças da Ala Nascente	38
4.6.3 Laje Maciça da Cobertura	39
4.6.4 Laje de Cobertura da Casa das Máquinas	39
4.7 Critérios de Regularidade em Altura para o Edifício em Estudo	39
4.8 Solo	39
5 Modelação da Estrutura	41
5.1 ANSYS	43
5.1.1 Pré-Processamento	43
5.1.2 Processamento.....	43
5.1.2.1 Determinação dos Modos de Vibração.....	44
5.1.2.2 Análise Modal por Espectro de resposta	45
5.1.3 Pós – Processamento.....	46
6 Verificações do Modelo	47
6.1 Escolha da Malha Mais Económica	47
6.2 Verificação do Modelo	51
6.2.1 Peso	51
6.2.2 Controlo das Deformações	51
6.2.2.1 Verificação das Espessuras das Lajes	51
6.2.2.2 Limites para a Deformação	55
6.3 Análise.....	55
6.3.1 Frequência e Período Correspondentes a Cada Modo	56
6.3.2 Análise dos Modos de Vibração.....	57
6.3.3 Tipos de Análise	59

6.4	Análise modal por espectro de resposta	59
6.4.1	Acção Sísmica Tipo 1	61
6.4.2	Acção Sísmica Tipo 2	61
6.4.3	Combinação das Respostas Máximas Para Cada Modo de Vibração.....	62
6.5	Método de Análise por Forças Laterais.....	64
6.5.1	Coeficiente de Comportamento para o Edifício em Estudo	64
6.6	Momentos Resistentes.....	65
6.6.1	Laje 1.....	67
6.6.1.1	Eixo 1-8.....	67
6.6.1.2	Eixo 9-15.....	67
6.6.2	Laje 2.....	68
6.6.2.1	Eixo 1-8.....	68
6.6.2.2	Eixo 9-15.....	68
6.6.3	Laje 3.....	69
6.6.3.1	Eixo 1-8.....	69
6.6.3.2	Eixo 9-15.....	69
6.6.4	Cobertura	69
6.6.5	Paredes	70
6.6.5.1	Parede a	70
6.6.5.2	Parede d	70
6.6.5.3	Parede 8 e 9	71
6.6.5.4	Parede c	71
6.6.5.5	Parede b	72
6.6.5.6	Perfis Metálicos PM – HEB240	72
6.6.5.7	Vigas.....	72
7	Avaliação da Resistência ao Sismo.....	77
7.1	Momento Actuante Obtidos por Análise Estática	77

7.1.1 Piso 1	77
7.1.2 Piso 2	78
7.1.3 Piso 3	78
7.1.4 Cobertura	78
7.1.5 Paredes	78
7.1.6 Pilares HEB240	79
7.1.7 Viga	80
7.2 Estudo do Risco Sísmico a partir das Forças Laterais	80
7.2.1 Acção Sísmica Tipo 1, Direcção x	80
7.2.1.1 Momento Actuante	80
7.2.1.2 Estudo da Resistência do Edifício	82
7.2.2 Acção Sísmica Tipo 2, Direcção x	86
7.2.2.1 Momento actuante	86
7.2.2.2 Estudo da Resistência do Edifício	89
7.2.3 Cálculo através de Acção Sísmica Tipo 1, Direcção y	92
7.2.3.1 Momento Actuante	92
7.2.3.2 Estudo da Resistência do Edifício	95
7.2.4 Cálculo através de Acção Sísmica Tipo 2, Direcção y	98
7.2.4.1 Momento Actuante	98
7.2.4.2 Estudo da Resistência do Edifício	101
7.3 Estudo do Risco Sísmico a partir da Análise Modal por Espectros de Resposta.....	104
7.3.1 Acção Sísmica Tipo 1, Direcção x	104
7.3.1.1 Valores Máximos da Coordenada Generalizada do Deslocamento e Coeficiente de Participação modal	104
7.3.1.2 Momento Actuante	106
7.3.1.3 Análise da Resistência do Edifício	109
7.3.2 Acção Sísmica Tipo 2, Direcção x	113

7.3.2.1 Valores Máximos da Coordenada Generalizada do Deslocamento e Coeficiente de Participação modal	113
7.3.2.2 Momento Actuante	114
7.3.2.3 Cálculo da Resistência do Edifício	117
7.3.3 Acção Sísmica Tipo 1, Direcção y	120
7.3.3.1 Valores Máximos da Coordenada Generalizada do Deslocamento e Coeficiente de participação modal.....	120
7.3.3.2 Momento Actuante.....	122
7.3.3.3 Cálculo da Resistência do Edifício	125
7.3.4 Acção Sísmica Tipo 2, Direcção y	129
7.3.4.1 Valores Máximos da Coordenada Generalizada do Deslocamento e Coeficiente de Participação modal	129
7.3.4.2 Momento Actuante.....	130
7.3.4.3 Estudo da Resistência do Edifício	133
8 Considerações Finais	134
Referências Bibliográficas	137
Anexo I	A
Anexo II	D

Índice de Figuras

Fig. 1 - Sistematização das metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica.	5
Fig. 2 – Mapas de vulnerabilidade sísmica do Continente de acordo com a classificação EMS-98	9
Fig. 3 – Escola Primária “Francesco Jovine” em San Giuliano di Puglia após a ocorrência do sismo	10
Fig. 4 – Escola no Faial depois de ter sido atingida pelo terramoto	11
Fig. 5 - Centenas de crianças ficaram soterradas nos escombros das escolas que ruíram em várias cidades. “Correio da Manhã, a 19 de Dezembro de 2008”	11
Fig. 6 - Escola chinesa destruída pelo sismo	12
Fig. 7 – Esquematização do lado maior, l	15
Fig. 8 - Exemplos para a classificação da concentração em planta	16
Fig. 9 Boa concepção estrutural	22
Fig. 10 – Má concepção estrutural	23
Fig. 11 - Comportamento de um piso alongado	23
Fig. 12 - Limites de recuo, quando se mantém a simetria axial do edifício	24
Fig. 13- Limites de recuo, quando ocorre acima de $0.15H$ e se mantém a simetria axial do edifício	24
Fig. 14 - Limites de recuo, quando ocorre abaixo de $0.15 H$	24
Fig. 15 - Limites de recuo, quando este não é simétrico	25
Fig. 16 – Acção sísmica Tipo 1 e Acção sísmica Tipo 2	26
Fig. 17 - Edifício de Engenharia Electrotécnica da FCT/UNL	32
Fig. 18 - Planta do Edifício em análise.....	33
Fig. 19 – Representação de $N1$ e $N2$	36
Fig. 21 – Elementos de barra	41
Fig. 22 – Elementos de casca	42
Fig. 23 – Pontos críticos no modelo	48

Fig. 24 – Deformação máxima	55
Fig. 25 - Modo 17	58
Fig. 26 - Modo 7.....	58
Fig. 27 – Espectro de Resposta do sismo tipo 1	61
Fig. 28- Espectro de Resposta do sismo tipo 2	62
Fig. 28 – Variação do coeficiente de correlação ρ_{in} (CQC), com a relação entre frequências β_i	63

Índice de Tabelas

Tabela 1 – Quadro de vulnerabilidade da EMS-98	6
Tabela 2 – Valores de G_i e R_i	13
Tabela 3 - Consequências da regularidade estrutural no dimensionamento sísmico	21
Tabela 4 – Classes de Importância	27
Tabela 5 – Valores básicos q_0 dos coeficientes de comportamento para edifícios regulares de betão armado.....	28
Tabela 6 – Tipos e espessuras das lajes de betão utilizadas no edifício	34
Tabela 7: Vigas	34
Tabela 8: Pilares.....	35
Tabela 9 - Propriedades dos betões utilizados.....	35
Tabela 10 - Altura dos Pisos.....	43
Tabela 11 – Plano de resolução	49
Tabela 12 – Comparação do valor de reacção do edifício obtida analiticamente e através do ANSYS	51
Tabela 13 - Valores para relações entre vão e altura útil que garantem o controlo das deformações para estruturas de betão fortemente e francamente solicitadas.....	52
Tabela 14- Deslocamento máximo.....	55
Tabela 15- Frequência / Período	57
Tabela 16 - Cálculo das forças laterais.....	65
Tabela 17 – Valores das tensões necessárias para o cálculo dos momentos resistentes	66
Tabela 18 – Valores máximos da coordenada generalizada do deslocamento e Valores do Coeficiente de Participação modal, para acção sísmica tipo 1, direcção x	105
Tabela 19- Valores máximos da coordenada generalizada do deslocamento para acção sísmica tipo 2, direcção x	113
Tabela 20 – Valores máximos da coordenada generalizada do deslocamento para acção sísmica tipo 1, segundo a direcção y	121
Tabela 21- Valores máximos da coordenada generalizada do deslocamento para acção sísmica tipo 2, segundo a direcção y	129

Índice de Variáveis

e_{0x} – distância entre o centro de rigidez e o centro de massa, medido segundo a direcção X;

r_x – raiz quadrada do quociente entre a rigidez de torção e a rigidez segundo a direcção Y (raio de torção);

I_s – raio de giração da massa do piso em plana (raiz quadrada do quociente do momento polar de inércia da massa do piso em relação ao centro de massa pela massa do piso).

q_0 – valor de base do coeficiente de comportamento

k_w – factor que reflecte o modo de rotura no caso de sistemas estruturais com paredes.

f_{cd} - valor de cálculo da resistência à compressão do betão

ν - coeficiente de Poisson do betão

E – módulo de elasticidade do betão

γ - peso volúmico do solo;

θ - ângulo de atrito interno do solo;

z - profundidade considerada;

K_a - coeficiente de impulso activo.

I_a - resultante do impulso activo;

h - altura do muro.

$[M]$ – matriz de massa,

$[K]$ – matriz de rigidez da estrutura relativa aos graus de liberdade considerados,

$q(t)$ – deslocamento, variável que descreve o movimento.

$\{v\}$ - vector que representa a configuração deformada da estrutura (não varia com o tempo);

ρ – frequência de vibração;

ϕ - fase.

K – factor que depende do sistema estrutural

ρ_0 – percentagem de armadura de referência

ρ - percentagem de armadura exigida para resistir ao momento devido às cargas aplicadas.

f_{ck} – resistência característica à compressão do betão [MPa]

$S_e(T)$ – espectro de resposta elástico

T – período de vibração de um sismo de um grau de liberdade

a_g – aceleração de projecto em rocha

T_B - limite inferior do ramo espectral de aceleração constante

T_D – valor definidor do início do ramo de deslocamento constante

S – factor do tipo de terreno de fundação

q – coeficiente de comportamento (valor explicado na parte 3.6)

β - limite inferior do espectro

$S_d(T_1)$ –ordenada do espectro de resposta correspondente ao período T_1 ,

F_b – força corte basal,

m– massa do edifício acima do nível do solo,

m_i – massa dos pisos,

λ - factor correctivo para ter em conta que a massa efectiva associada à vibração no primeiro modo é inferior à massa total.

C_t – coeficiente que vale 0,075 para estruturas em pórtico e 0.05 para outro tipo de estruturas.

H – altura de um edifício, medido desde a fundação ou do topo de uma cave rígida.

p_i - frequência de vibração do modo i

f_{cd} – valor de cálculo da resistência à compressão do betão;

μ - momento flector reduzido;

b – largura da secção;

d – altura útil da armadura;

A_s – área de secção de armadura traccionada.

f_{ctm} – resistência à tracção do betão;

f_{yk} – valor característico da tensão de cedência do aço;

f_{yd} – valor da tensão de cedência do aço.

1 Introdução e Estrutura da Dissertação

O objectivo deste trabalho consistiu na aplicação de conceitos de análise e risco sísmico a uma construção localizada no campus da FCT. A sua realização permitiu a aplicação do Eurocódigo 8 (novo regulamento Europeu para projecto sísmico de estruturas) a um edifício existente.

Foi analisado o edifício de Engenharia Electrotécnica e de Computadores, tendo-se utilizado para o efeito o software de elementos finitos ANSYS. Na modelação dos elementos estruturais e na metodologia de cálculo foram adoptados procedimentos de modo a que a resposta obtida se aproximasse tanto quanto possível do comportamento real do edifício.

Organização da Dissertação

A presente dissertação está organizada em sete capítulos. Neste primeiro capítulo é apresentada a introdução do trabalho e são resumidos os objectivos principais deste trabalho.

No Capítulo 2 faz-se uma definição de vulnerabilidade sísmica e uma avaliação generalizada da vulnerabilidade do edifício em estudo.

No Capítulo 3 mencionam-se os princípios básicos de concepção sísmica segundo o Eurocódigo 8.

No Capítulo 4 descreve-se pormenorizadamente o Departamento de Engenharia Electrotécnica.

O Capítulo 5 é dedicado à descrição do programa de cálculo ANSYS.

No Capítulo 6 faz-se uma verificação do modelo e calcula-se o momento resistente através das armaduras aplicadas no edifício.

No Capítulo 7 é feita a avaliação da resistência ao sismo.

Finalmente, no capítulo 8 apresentam-se as principais conclusões do presente trabalho.

2 Vulnerabilidade Sísmica

Entende-se por vulnerabilidade sísmica, a susceptibilidade de danos ou de falhas apresentadas pelos elementos estruturais face à acção sísmica. A falha de um ou mais elementos estruturais pode levar a um colapso parcial e até mesmo total do edifício, originando perdas humanas (morte de ocupantes), económicas (devido à destruição do edifício) e sociais.

O risco sísmico existente nas instalações escolares deve ser analisado com particular atenção, atendendo aos seguintes aspectos:

- Essas instalações têm um elevado nível de ocupação (professores, alunos e funcionários);
- A idade média da população que ocupa os edifícios escolares é baixa;
- São edifícios que desempenham uma função social relevante;
- Apresentam um valor significativo em termos de equipamentos (laboratórios e sistemas mecânicos) e das suas instalações básicas;
- Alguns edifícios escolares têm construção anterior à entrada em vigor da regulamentação sísmo-resistente.

2.1 Metodologia da Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica

Existem alguma arbitrariedade e dificuldade na sistematização dos estudos de avaliação de vulnerabilidade sísmica.

Destacam-se duas grandes categorias de métodos de avaliação de vulnerabilidade [1]:

- 1- Métodos de vulnerabilidade calculada, também designados de métodos analíticos ou teóricos de avaliação de vulnerabilidade e danos, de métodos mecanicistas, e de métodos de previsão indutivos. Quando aplicados a estruturas individuais estes métodos seguem procedimentos semelhantes aos da análise estrutural, envolvendo a caracterização do desempenho esperado

das estruturas, tendo por vezes o objectivo de identificar as necessidades de intervenção que lhes confirmem a segurança estrutural necessária ao desempenho das suas funções. Quando a escala de aplicação é regional torna-se inviável a inspecção individual de um elevado número de estruturas. Desenvolvimentos recentes, no domínio da avaliação da vulnerabilidade sísmica, de estruturas contornam as dificuldades mencionadas recorrendo a modelos mecanicistas simplificados, essencialmente do tipo do método do espectro de capacidade.

2- Os métodos de vulnerabilidade observada ou subjectivos, baseados na inspecção de um grande número de estruturas, conduzindo ao desenvolvimento de estatísticas de natureza fundamentalmente empírica e/ou contando com a experiência e opinião de especialistas na matéria. Estes métodos, também designados de métodos estatísticos ou empíricos, são mais divulgados em estudos de risco sísmico de larga escala, em que se pretende estimar os danos num elevado número de estruturas, devido à sua relativa facilidade de aplicação e baixo custo. São métodos adequados particularmente a estruturas não regulamentares, para as quais, ao contrário das projectadas, existe um grande volume de informação estatística, que correlaciona intensidades macrossísmicas com danos ocorridos em sismos do passado. Entre estes métodos têm-se:

- i) Métodos baseado em levantamentos de danos, que organizam os elementos em risco em classe de vulnerabilidade. Para cada classe de vulnerabilidade elaboram-se matrizes de probabilidade de dano, curvas de fragilidade ou de vulnerabilidade sísmica, a partir da inspecção ou descrição de danos em estruturas após um sismo, ou, na ausência de danos, com base na combinação das duas modalidades.
- ii) Os métodos indirectos e de indexação que avaliam, numa primeira fase, a capacidade dos edifícios resistirem aos sismos e posteriormente a sua correlação com os danos. Entre os mais divulgados tem-se o método do índice de vulnerabilidade. O

método incide maioritariamente sobre a avaliação da vulnerabilidade dos edifícios de alvenaria, a partir da informação resultante de inspecções das estruturas, com o recurso a fichas de inquérito normalizadas, que qualificam onze parâmetros responsáveis pela resposta sísmica dos edifícios. Assim, numa primeira etapa, a capacidade sísmica dos edifícios é quantificada por um índice de vulnerabilidade, medido numa escala contínua, que se obtém mediante a utilização de coeficientes de ponderação que reflectem a importância de cada um dos onze parâmetros no sistema resistente do edifício. Numa segunda etapa, o método utiliza funções de vulnerabilidade, parametrizadas para vários níveis de intensidade da acção sísmica, para relacionar o índice de vulnerabilidade com o grau de dano global que a estrutura tem susceptibilidade de sofrer.

- iii) As abordagens híbridas, de que é exemplo o método publicado por Giovinazzi & Lagomarsino [1] que combina as características dos métodos tipológicos com os de indexação, recorrendo à classificação de vulnerabilidade da escala EMS-98 e a índices de vulnerabilidade que podem ser refinados com base em alguns factores capazes de modificar o comportamento sísmico dos edifícios.

A metodologia para avaliação da vulnerabilidade sísmica encontra-se esquematizada na figura 1 [1].

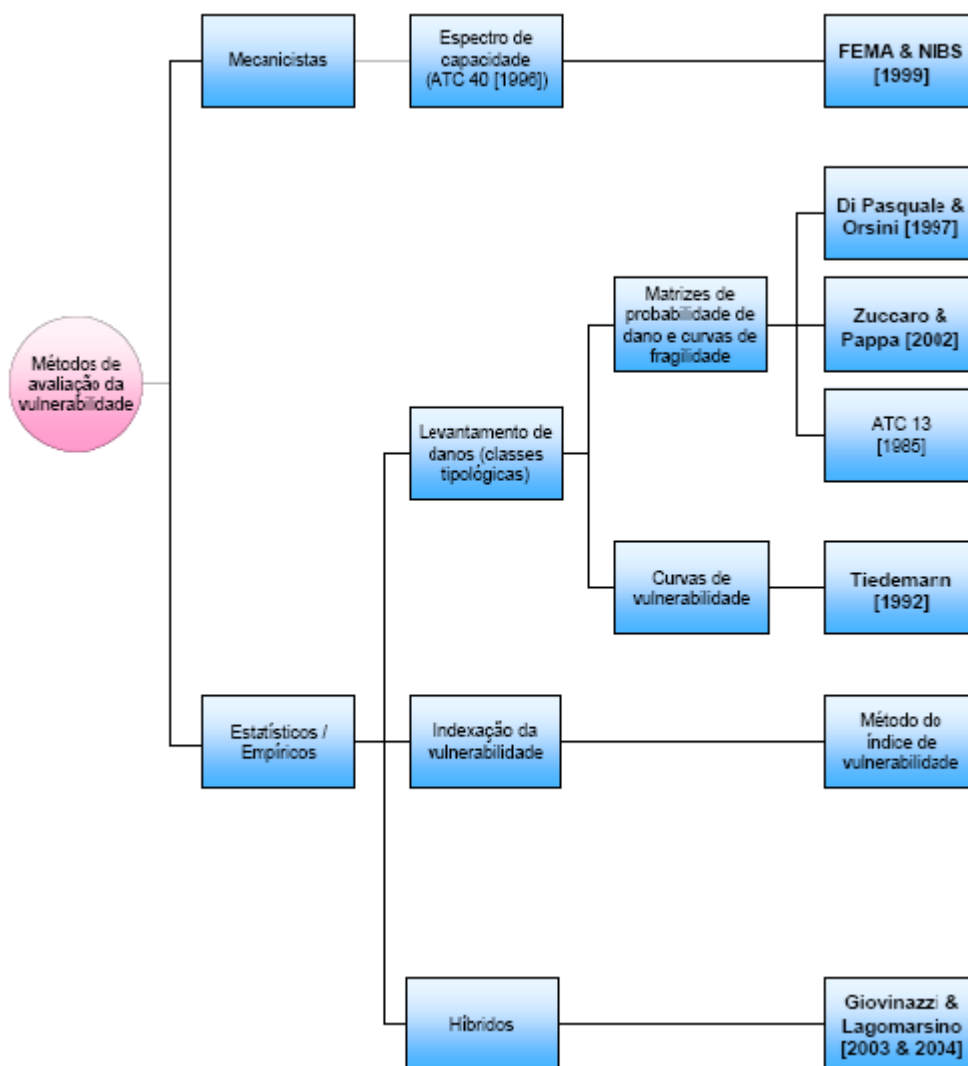


Fig. 1 - Sistematização das metodologias de avaliação da vulnerabilidade sísmica.

2.1.1 Escala Macrossísmica Europeia, EMS-98

A escala de EMS-98 é caracterizada pela qualidade e detalhe com que são definidos os graus de dano, as quantidades de edifícios nos vários graus de dano e os tipos de estrutura de edifícios e as classes de vulnerabilidade.

A classificação da vulnerabilidade dos edifícios, em função do seu tipo de estrutura é abordada com grande detalhe na escala EMS-98.

Esta metodologia permite primeiramente associar a cada uma das tipologias construtivas (material de construção) um valor numérico denominado V_i – índice de

VULNERABILIDADE SÍSMICA

vulnerabilidade $[0 \leq V_i \leq 1]$, o qual é calibrado para reproduzir a informação disponibilizada pela EMS-98.

Tipo de estrutura de edifícios		Classe de vulnerabilidade					
		A	B	C	D	E	F
ALVENARIA	Alvenaria de pedra irregular e solta	○					
	Adobe	○	—				
	Alvenaria de pedra (aparelhada)		○				
	Pedra aparelhada (monumentos)		○	—			
	Alvenaria não reforçada de tijolo e blocos de betão		○	—			
	Alvenaria não reforçada com placa		○	—			
BETÃO ARMADO (BA)	Alvenaria reforçada ou confinada			○	—		
	Pórtico BA sem DSR ou com DSR mínimo ¹			○	—		
	Pórtico BA com DSR moderado			○	—		
	Pórtico BA com DSR elevado			○	—	—	
	Parede BA sem DSR ou com DSR mínimo			○	—		
	Parede BA com DSR moderado			○	—	—	
METÁLICOS	Parede BA com DSR elevado				○	—	
	Estrutura metálica				○	—	
MADEIRA	Estrutura de madeira				○	—	

¹ DSR – Dimensionamento Sismo-Resistente



Classe mais provável;



Classe provável;



Classe pouco provável ou casos excepcionais.

Tabela 1 – Quadro de vulnerabilidade da EMS-98

Existem seis classes de vulnerabilidade, de «A» a «F» para diferenciar a vulnerabilidade dos tipos de estrutura de edifícios mais comuns existentes na Europa, conforme especificado na Tabela 1 [2]. O valor do índice de vulnerabilidade decresce em cada uma das categorias construtivas.

Cada entrada horizontal deste quadro corresponde a um tipo de estrutura de edifícios que é classificado, com maior ou menor certeza, numa classe de vulnerabilidade. No quadro estão indicadas, para cada tipo de estrutura, as classes de vulnerabilidade mais prováveis (circunferências), as gamas de classe prováveis (linhas cheias) e as menos prováveis ou excepcionais (linhas a tracejado).

Por exemplo, as estruturas em pórtico de betão armado, as metálicas e as de madeira são aquelas que exibem a maior variação de vulnerabilidade sísmica, podendo ser classificadas numa de quatro classes de vulnerabilidade.

VULNERABILIDADE SÍSMICA

O estado de conservação dos edifícios, o número de pisos, a existência de rés-do-chão vazado, de tectos falsos, regularidade em altura e planta, estado de conservação, etc., ajudam na avaliação do comportamento sísmico do edifício e na calibração dos índices de vulnerabilidade, tendo um efeito mais gravoso ou menos gravoso.

Podem-se destacar diferentes níveis de dimensionamento sismo-resistente (DSR) nas estruturas em betão armado.

A um nível mais baixo, destacam-se as estruturas não dimensionadas para resistirem a sismos, independentemente de terem ou não sido dimensionadas para cargas gravíticas. Estas estruturas são vulgares em regiões de baixa sismicidade onde a regulamentação sismo-resistente não é obrigatória, podendo mesmo não existir. Também pode englobar os edifícios situados em regiões de sismicidade mais elevada cuja regulamentação sismo-resistente não tenha entrado em vigor.

Os edifícios dimensionados consoante a regulamentação sismo-resistente, encontram-se num segundo nível. Estão incorporadas nesta classe, um nível mínimo, moderado ou elevado de dimensionamento sismo-resistente (DSR – Baixa, Moderada ou Elevada, respectivamente).

As estruturas com nível de dimensionamento sísmico mínimo são vulgares em regiões de baixa a moderada sismicidade.

Estruturas com DSR-Moderado são comuns em regiões de sismicidade moderada a elevada. As estruturas com DSR-Elevado, comuns em regiões de sismicidade elevada, exigem métodos de cálculo dinâmico por forma a assegurar a construção de um sistema estrutural de ductilidade melhorada.

No último nível encontram-se os edifícios com medidas anti sísmicas especiais (isolantes de base).

2.2 Classificação do Parque Habitacional de Portugal de Acordo com os Critérios de Vulnerabilidade da Escala EMS-98

Na figura 2 exibe-se a distribuição dos edifícios do parque habitacional de Portugal Continental pelas classes de vulnerabilidade mais prováveis da escala EMS-98 [1].

VULNERABILIDADE SÍSMICA

A classe de vulnerabilidade «A» tem uma elevada incidência no Baixo Alentejo e Sul do Alentejo Litoral, onde existem freguesias com uma percentagem de edifícios situada entre os 60 e 100%.

A Classe de Vulnerabilidade «B» apresenta elevada incidência nas freguesias do Alto Alentejo.

A Classe «C» tem baixa concentração de edifícios nas freguesias do Baixo Alentejo e do Sul do Alentejo Litoral. Nas restantes freguesias do território a percentagem de edifícios desta classe varia maioritariamente entre 30 e 70%, embora surjam freguesias dispersas com percentagens de edifícios de classe «C» superiores a 80% (na Grande Lisboa, Península de Setúbal, Beira Interior Norte, Alto –Trás-os-Montes e Minho Lima).

A classe de vulnerabilidade «D» apresenta uma concentração uniforme em todo o território, embora se verifique uma maior percentagem de edifícios desta classe (30 a 40%) nas freguesias litorais e nos distritos do Porto e Braga.

Os edifícios Metálicos associam-se à classe «E», não tendo esta expressão no território Continental.

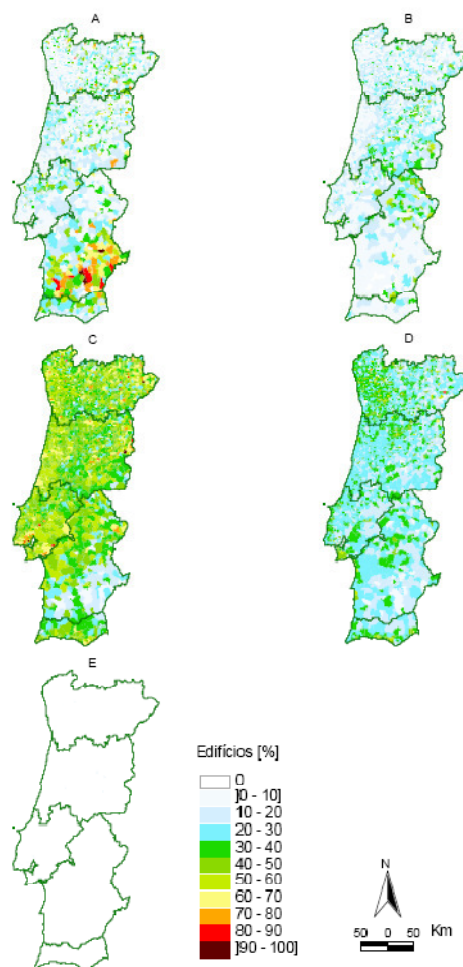


Fig. 2 – Mapas de vulnerabilidade sísmica do Continente de acordo com a classificação EMS-98

2.3 Retrospectiva dos Efeitos do Sismo Sobre as Instalações Escolares

Nesta secção faz-se uma apresentação das consequências sobre as instalações escolares de alguns sismos ocorridos nos últimos anos [2] e [3].

- Um forte terramoto atingiu Molise (Itália), a 31 de Outubro de 2002, com uma intensidade de 5.4 graus na escala de Richter. Atingiu fortemente uma escola Primária “Francesco Jovine” em San Giuliano di Puglia, provocando a morte de 27 crianças e uma professora. Na figura 3, podem-se ver imagens da Escola Primária, após a ocorrência do sismo.

O facto de esta escola primária se encontrar numa zona de sismicidade reduzida, levou a uma construção sem preocupações ao nível do seu comportamento sísmo-resistente. O material utilizado de má qualidade, predominando a alvenaria, e o

VULNERABILIDADE SÍSMICA

aumento de massa provocado pela adição de um segundo piso contribuíram para o colapso do edifício.



Fig. 3 – Escola Primária “Francesco Jovine” em San Giuliano di Puglia após a ocorrência do sismo

- A 2 de Maio de 2003, na Turquia, ocorreu um terramoto de 6.4 graus na escala de Richter provocando a morte de cerca de 500 pessoas.

O terramoto atingiu a zona leste do país. O colapso mais trágico ocorreu numa escola primária onde cerca de 100 crianças dormiam na hora do incidente.

Quatro escolas ficaram totalmente destruídas, nove tiveram que ser demolidas e onze sofreram danos severos. O resultado desta catástrofe levou a mais de 31 000 alunos a ficarem sem aulas.

A má qualidade do material e um projecto inadequado foram as principais razões para a justificação dos danos.

- A 9 de Julho de 1998 ocorreu nos Açores um terramoto com uma magnitude de 5.8 graus na escala de Richter. A ilha do Faial foi onde ocorreu uma maior destruição.

Ocorreram danos materiais ao nível de infra-estruturas básicas como a rede viária, sistema de abastecimento de água, rede de distribuição de energia e de comunicação, e foram danificados equipamentos escolares. Apesar de não se ter verificado o colapso de escolas, duas tiveram que ser posteriormente demolidas. A

figura 4, mostra o estado da Escola do Faial depois de ter sido atingida pelo terramoto.



Fig. 4 – Escola no Faial depois de ter sido atingida pelo terramoto

- A 12 de Maio de 2008 um sismo atingiu o Sudoeste da China, provocando centenas de mortes. Com uma intensidade de 7.8 graus na escala de Richter, o sismo levou à destruição de hospitais, escolas e edifícios. Foram cerca de 7 000 mil escolas que ficaram em ruína, foram raros os estabelecimentos de ensino que permaneceram de pé ou não sofreram danos graves nas localidades mais afectadas. Nas figuras 5 e 6 é visível o caos causado pelo sismo numa escola chinesa.



Fig. 5 - Centenas de crianças ficaram soterradas nos escombros das escolas que ruíram em várias cidades. “Correio da Manhã, a 19 de Dezembro de 2008”



Fig. 6 - Escola chinesa destruída pelo sismo

Verifica-se assim que as instalações escolares são geralmente muito vulneráveis aos sismos. Dos sismos enunciados anteriormente, verifica-se que ocorreram situações de colapso com vítimas mortais (professores e alunos) e perdas económicas importantes.

2.4 Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica do Edifício de Electrotécnica

O edifício em estudo é constituído por elementos estruturais e não estruturais. Os elementos estruturais são as paredes resistentes (paredes de betão armado). Os elementos não estruturais são as zonas dos envidraçados.

Para o primeiro nível de avaliação de vulnerabilidade, propôs-se a seguinte expressão [4]:

$$S_D = \prod_{i=1}^8 q_i \quad \text{Equação 1}$$

Em que :

$$q_i = [1 - (1 - G_i) \times R_i] \quad \dots \quad i=1,2,3,4,5,7 \text{ e } 8$$

$$q_i = [1,2 - (1 - G_i) \times R_i] \quad \dots \quad i=6$$

Os valores de G_i e R_i são indicados na seguinte tabela 2.

Itens (q _i)	G _i			R _i
	1,0	0,9	0,8	
1. Regularidade	Regular (a ₁)	Mediano (a ₂)	Irregular (a ₃)	1,0
2. Relação comprimento-largura	$B \leq 5$	$5 < B \leq 8$	$B > 8$	0,5
3. Contracção em planta	$0,8 \leq c$	$0,5 < c \leq 0,8$	$c < 0,5$	0,5
4. Átrio ou pátio interior	$R_{ap} = 0,1$	$0,1 < R_{ap} \leq 0,3$	$0,3 < R_{ap}$	0,5
5. Excentricidade do átrio ou pátio interior	$f_1 = 0,4$ $f_2 = 0,1$	$f_1 \leq 0,4$ $0,1 < f_2 \leq 0,3$	$0,4 < f_1$ $0,3 < f_2$	0,25
6. Pisos enterrados	$1,0 \leq R_{as}$	$0,5 < R_{as} < 1,0$	$R_{as} < 0,5$	1,0
7. Junta de dilatação	$0,01 \leq s$	$0,005 \leq s < 0,01$	$s < 0,005$	0,5
8. Uniformidade da altura do andar	$0,8 \leq R_h$	$0,7 \leq R_h < 0,8$	$R_h < 0,7$	0,5

Tabela 2 – Valores de G_i e R_i

2.4.1 Ficha de Registo das Características do Edifício

Em trabalhos anteriores realizados conjuntamente pelo Instituto Superior Técnico e pelo Ministério da Educação, foi elaborada uma ficha de caracterização das Instalações Escolares [2].

Esta ficha é constituída por duas partes. A primeira resume-se a uma descrição do estabelecimento de ensino, das condições gerais de evacuação e do espaço envolvente. Na segunda parte, faz-se uma caracterização do edifício no que diz respeito à época de construção, material estrutural, número de pisos e tipologia do projecto de arquitectura.

Estes factores ajudam a avaliar a influência de características estruturais do edifício que sejam adversas ao comportamento sísmico.

Ficha de Registo das Características do Conjunto Edificado

Escola: Faculdade de Ciências e Tecnologia – Departamento de Engenharia Electrotécnica e Computadores

1.1 Nº de alunos: 5 000 alunos

1.2 Nº de Edifícios: 26

1.3 Topografia do Campus Escolar: Plano

1.4 Localização relativamente ao aglomerado urbano: Perto

1.5 Tipologia urbana: Isolado

1.6 Risco Exterior: Desabamento de Taludes/Liquefacção/Maremotos

1.7 Capacidade operacional bombeiros: Boa

1.8 Condições gerais de evacuação: Boa

Ficha de Registo das Características do Edifício

2.1 Número de pisos: 4

2.2 Data de construção: 1995

Época: 6 (>1983)

2.3 Material Predominante: Paredes resistentes de betão

Estrutura de Betão Armado

2.4 Cobertura: Terraço não acessível

2.5 Regularidade em Planta: Regular (ver secção 3.2.1)

2.6 Relação entre comprimento/largura : $\frac{71,995}{19,775} = 3,64$ (Baixa)

2.7 Contracção em planta: $R < 0.5$

2.8 Átrio ou pátio interior: $R_{ap} < 0.1$

2.9 Existência de caves: Ras < 0.5

2.10 Regularidade em Altura: Regular (ver secção 3.2.2)

2.11 Relação de Vãos: Equilibrado

2.12 Risco Interior: Sim (Vidros)

2.13 Elementos salientes fora do edifício: Não tem

2.14 Estado de Conservação: Bom

2.15 Estado de Danos Estruturais: Não deteriorado

2.16 Junta de dilatação: 1.33

Seguidamente, faz-se a descrição e justificação dos factores utilizados na ficha de registo.

2.6 Relação entre comprimento/Largura

Esta relação obtém-se através do quociente entre a maior e menor dimensões em planta.

Em plantas com forma de L, T ou U, considera-se o lado maior com $2 \times l$. Na figura 7, esquematiza-se o lado maior, l .

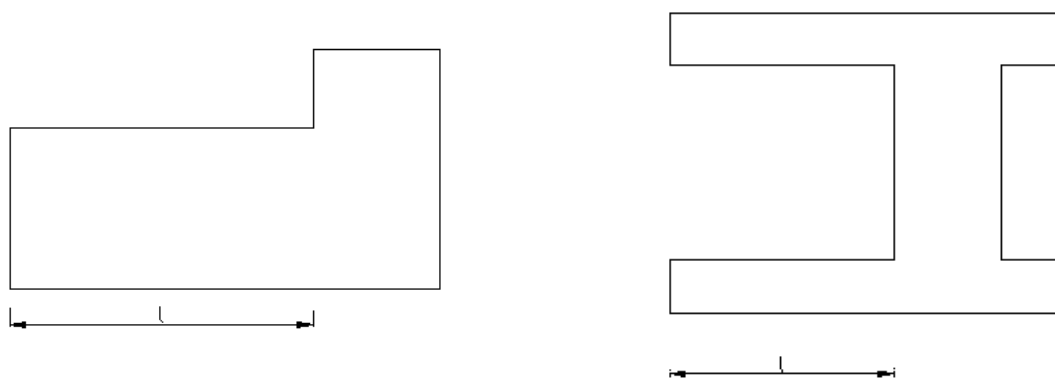


Fig. 7 – Esquematização do lado maior, l

2.7 Contração em planta

Na figura 8, dão-se exemplos para a classificação da concentração em planta.

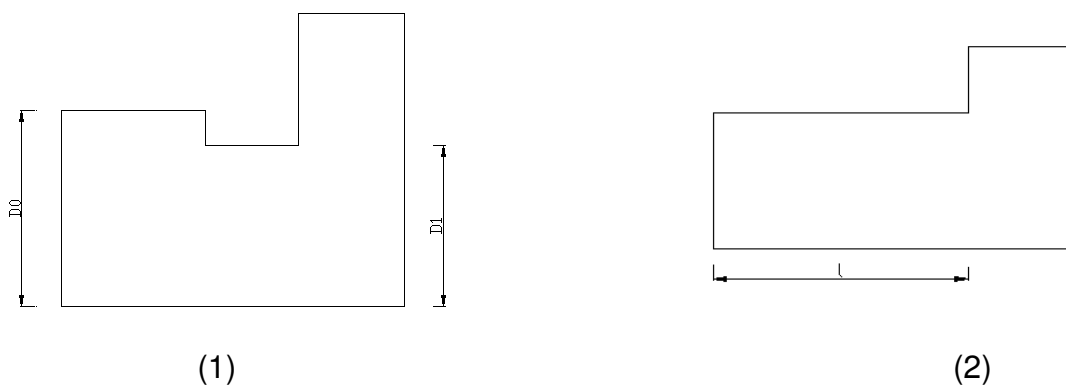


Fig. 8 - Exemplos para a classificação da concentração em planta

$$c = \frac{D_1}{D_0}$$

É a expressão utilizada para a verificação da concentração em planta.

É de notar que o edifício (1) da figura 10 têm concentração em planta, enquanto que o edifício (2) não tem concentração.

O edifício em estudo, não apresenta, portanto, concentração em planta.

2.8 Átrio ou pátio interior

Quociente entre a área do átrio e a área total da planta, calculada incluindo a área do átrio. Caso exista uma caixa de escadas com estrutura em paredes de betão armado esta não deve ser considerada em análise.

Não existindo pátio, este factor é nulo.

2.9 Existência de Cave

Quociente entre a área média da planta dos pisos enterrados e a área média da planta ocupada pelo piso enterrado.

Área ocupada pelo piso enterrado: 335,3m²

Área média da planta do edifício: 1423,7m²

$$\frac{335,3}{1423,7} = 0,24$$

2.16 Juntas de dilatação

É o quociente entre o comprimento da junta de dilatação e a distância desta ao solo.

$$\frac{19,775}{14,92} = 1,33$$

Aplicando a equação 1, ao nosso edifício, obtém-se um índice de sub-índice de irregularidade estrutural de $S_D=0.55$.

3 Princípios Básicos de Concepção Sísmica Segundo o EC8

A fim de garantir o comportamento satisfatório dos edifícios durante a ocorrência de sismo, existem vários critérios a ter em conta na análise e no dimensionamento sísmico. No EC8, parte 4.2, indica-se um conjunto de princípios a observar na execução de edifícios.

Seguidamente, procede-se à apresentação desses princípios.

3.1 Princípios Básicos da Concepção Estrutural

O EC8 apresenta uma série de princípios orientadores para a concepção de edifícios sujeitos a risco sísmico, de forma a dotá-los de resistência satisfatória a essas acções [6].

3.1.1 Simplicidade Estrutural

Transmissão de forças através de trajectórias claras e directas, traduzindo-se numa maior fiabilidade na previsão do comportamento sísmico.

3.1.2 Uniformidade, Simetria e Redundância

Distribuição regular dos elementos estruturais em planta



Transmissões directas das forças sísmicas

Uniformidade em altura



Evitar zonas com elevada concentração de esforços e zonas com grandes exigências de ductilidade que possam provocar colapso prematuro

3.1.3 Resistência e Rigidez Bidireccionais

- Dispor de elementos estruturais por forma a que a estrutura resista a acções horizontais em qualquer direcção

- Escolher a rigidez de forma a:

1. Minimizar os efeitos da acção
2. Limitar o desenvolvimento de deslocamentos excessivos (controlar danos e os efeitos de segunda ordem)

3.1.4 Resistência e Rigidez de Torção

Limitar o desenvolvimento de movimentos de torção que conduzam a esforços não uniformes.

3.1.5 Acção de Diafragma ao Nível dos Pisos

Assegurar a transmissão das forças sísmicas aos sistemas estruturais verticais e garantir que esses sistemas actuam em conjunto na resistência a essas forças.

3.1.6 Fundações Adequadas

Assegura que o edifício é excitado de forma uniforme pelo movimento do solo, pelo que é aconselhável:

1. Fundar a estrutura no mesmo tipo de solo;
2. Se possível, utilizar o mesmo tipo de fundação em todo o edifício;
3. Introduzir juntas para separar corpos com diferentes tipos fundações.

3.2 Regularidade Estrutural

As estruturas podem classificar-se em regulares e não regulares.

A regularidade estrutural, em planta e alçado, tem consequências, quer a nível dos métodos de análise, quer no valor do coeficiente de comportamento a adoptar. Na tabela 3, apresentam-se essas mesmas consequências.

Regularidade		Simplificação permitida		Coeficiente de Comportamento
Planta	Alçado	Modelo	Análise	
Sim	Sim	Plano	Força Lateral	Referência
Sim	Não	Plano	Modal	Reduzido
Não	Sim	Espacial	Força Lateral	Referência
Não	Não	Espacial	Modal	Reduzido

Tabela 3 - Consequências da regularidade estrutural no dimensionamento sísmico

A irregularidade em planta obriga à utilização de um modelo espacial; a irregularidade em alçado exclui o método das forças laterais (análise estática equivalente) e conduz a uma redução do coeficiente de comportamento.

3.2.1 Regularidade em Planta

Para conseguir uniformidade em planta, há que verificar as seguintes condições:

1. Estrutura com distribuição de massa e rigidez lateral aproximadamente simétrica em planta relativamente às duas direcções ortogonais;
2. Configuração em planta compacta, isto é, não apresenta formas reentrantes. A dimensão total dos cantos reentrantes ou salientes não ultrapassa 25% da dimensão total em planta do edifício na direcção correspondente;
3. A rigidez no plano dos pisos é suficientemente grande quando comparada com a rigidez lateral dos elementos verticais. Assim a deformação dos pisos tem um efeito reduzido na distribuição das forças pelos elementos verticais.
4. A esbelteza λ do edifício em planta não deve ser superior a 4, onde:

$$\lambda = L_{\text{máx}} / L_{\text{min}}$$

Onde L_{\max} e L_{\min} são respectivamente a maior e menor dimensão em planta do edifício, medidas em direcções ortogonais;

- Em cada piso e para cada direcção ortogonal em análise (X e Y), a excentricidade estrutural e_0 e o raio de torção r devem respeitar as duas condições seguintes (expressas aqui em relação à direcção X):

$$e_{0x} \leq 0.30 r_x; \quad r_x \geq l_s$$

onde,

e_{0x} – é a distância entre o centro de rigidez e o centro de massa, medido segundo a direcção X;

r_x – é a raiz quadrada do quociente entre a rigidez de torção e a rigidez segundo a direcção Y (raio de torção);

l_s – é o raio de giração da massa do piso em plana (raiz quadrada do quociente do momento polar de inércia da massa do piso em relação ao centro de massa pela massa do piso).

Nas figuras 9 e 10, apresentam-se exemplos de boas e más soluções estruturais em planta.

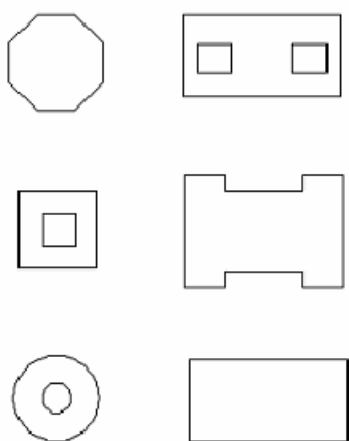


Fig. 9 Boa concepção estrutural

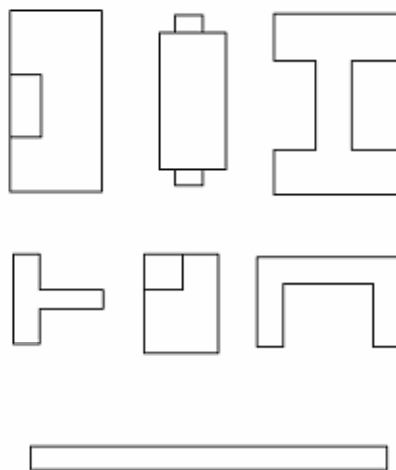


Fig. 10 Má concepção estrutural

É de salientar que uma estrutura com forma rectangular em planta deve ter dimensões semelhantes em ambas as direcções de modo a assegurar um bom

comportamento sísmico. As estruturas que apresentam em planta uma forma alongada (uma dimensão consideravelmente maior do que a outra) apresentam problemas de flexão, que poderão induzir efeitos de torção no comportamento do edifício. Na figura 11 pode-se visualizar o comportamento de um piso alongado.

Pode-se assim concluir que as melhores formas para os edifícios são as formas convexas e compactas em planta. As lajes de betão armado com formas rectangulares e circulares não apresentam quase nenhuma deformabilidade no plano horizontal.



Fig. 11 - Comportamento de um piso alongado

Caso o edifício seja não regular em planta, o modelo estrutural a adoptar tem que ser espacial, não ocorrendo contudo qualquer alteração do coeficiente de comportamento.

3.2.2 Regularidade em Altura

Segundo o EC8, para um edifício ser classificado como sendo regular em altura, é necessário que respeite as condições a seguir definidas:

- Os sistemas de resistência às acções laterais, como as paredes resistentes, pórticos e os núcleos, não devem sofrer interrupções até ao topo do edifício. A rigidez lateral e a massa de cada piso devem permanecer constantes ou reduzirem-se gradualmente entre a base e o topo da estrutura, sem apresentar variações bruscas;

Quando existem pisos recuados devem ser respeitadas as seguintes condições:

- Quando o recuo é gradual, preservando a simetria axial do edifício, este não pode ser maior do que 20% da dimensão em planta na direcção do recuo do piso inferior.

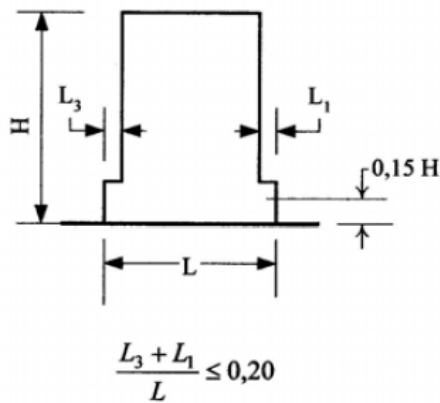


Fig. 13- Limites de recuo, quando ocorre acima de 0.15H e se mantém a simetria axial do edifício

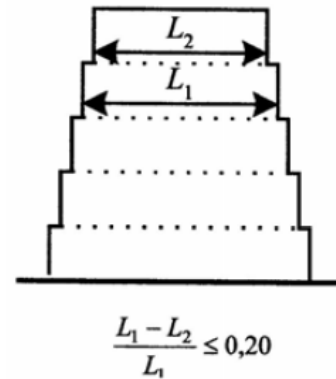


Fig. 12 - Limites de recuo, quando se mantém a simetria axial do edifício

- Quando existe apenas um recuo de 15% da altura do edifício, este não deve ser superior em 50% à dimensão em planta, na direcção do recuo, do piso inferior. Nestes casos, a zona da base associada à projecção horizontal do perímetro dos pisos superiores deve ser dimensionada para resistir pelo menos 75% das forças de corte que se originariam nessa zona num edifício sem alargamento da base.

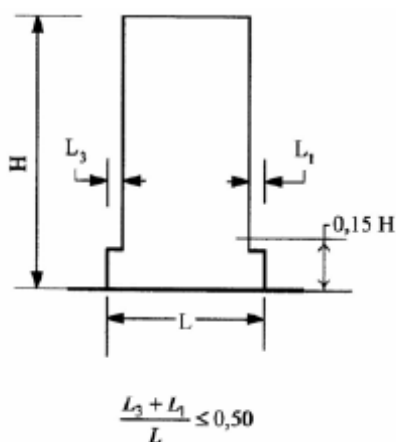


Fig. 14 - Limites de recuo, quando ocorre abaixo de 0.15 H

- Se os recuos não forem simétricos, a soma destes em cada face do edifício não deve ser superior a 30% da dimensão em planta, na direcção do recuo, do piso térreo acima da fundação ou acima de um embasamento rígido. Simultaneamente, o recuo em cada piso não deve ser superior a 10% da dimensão em planta na direcção do recuo, do piso imediatamente abaixo.

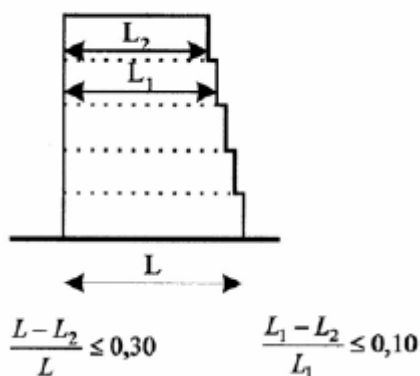


Fig. 15 - Limites de recuo, quando este não é simétrico

3.3 Zonamento Sísmico

O tipo de acção sísmica é definido no EC8 como sendo dependente da variabilidade da duração e do conteúdo em frequências do sismo. Estas grandezas são função da magnitude e da distância focal, para uma mesma intensidade da acção sísmica.

A acção sísmica do tipo 1 representa os sismos grande magnitude, maior distância focal e baixas frequências e a acção sísmica do tipo 2 representa os sismos de menor magnitude e reduzida distância focal e altas frequências.

Na figura 16, esquematiza-se de acordo o EC8, o zonamento do território [5].

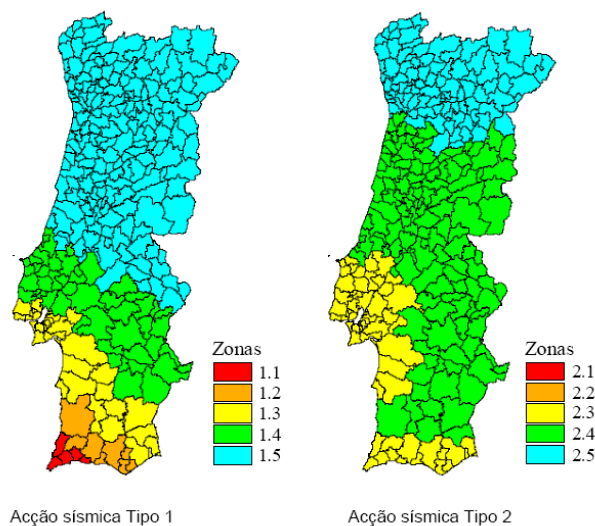


Fig. 16 – Acção sísmica Tipo 1 e Acção sísmica Tipo 2

O edifício em estudo localiza-se em Almada, pelo que segundo o EC8 as acções sísmicas a considerar são do tipo 1.3 e 2.3.

3.4 Classe de Importância do Edifício

O EC8 considera as classes de importância, definidas na tabela 4, para edifícios.

Classe de Importância	Edifícios	Classe de Importância (γ_I)
I	Edifícios de pouca importância para a segurança pública (edifícios agrícolas, anexos, etc.)	0.8
II	Edifícios correntes não enquadrados nas restantes categorias	1.0 (referência)
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante sob o ponto de vista das consequências associadas ao colapso (escolas, instituições culturais, etc.)	1.2
IV	Edifícios cuja integridade é fundamental durante a ocorrência de um sismo para a protecção civil (hospitais, quartéis de bombeiros, centrais nucleares, etc)	1.4

Tabela 4 – Classes de Importância

Para o edifício em estudo, γ_I toma o valor de 1.2 por ser um edifício escolar.

3.5 Coeficiente de Comportamento

Os coeficientes de comportamento têm em conta a ductilidade da estrutura que lhe confere a capacidade de dissipação de energia por processos plásticos, viscosos ou hysteréticos. O coeficiente de comportamento é pois utilizado para considerar o comportamento fisicamente não linear das estruturas.

No EC8, o coeficiente de comportamento a utilizar em estruturas de betão armado é definida pela equação 2.

$$q = q_0 \times k_w \geq 1.5 \quad \text{Equação 2}$$

Onde,

q_0 – é o valor de base do coeficiente de comportamento

k_w – é um factor que reflecte o modo de rotura no caso de sistemas estruturais com paredes.

Os valores de q_0 estão definidos na tabela 5.

Tipo Estrutural	Classe de ductilidade	
	DCM	DCH
Pórticos, estruturas mistas pórtico-parede e paredes acopladas	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$
Paredes	3	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$
Sistemas de rigidez concentrada (core systems)	2	3
Sistemas em pêndulo invertido	1,5	2

Tabela 5 – Valores básicos q_0 dos coeficientes de comportamento para edifícios regulares de betão armado

Nesta tabela estão definidos os valores dos coeficientes de comportamento máximos para estruturas das classes de Ductilidade Média (DCM) e Alta (DCH). Verifica-se no quadro que alguns valores de q_0 dependem do quociente α_u/α_1 que corresponde ao quociente entre a acção sísmica responsável pela formação de um mecanismo e a acção sísmica que provoca o aparecimento da primeira rótula plástica na estrutura.

Este quociente reflecte sobre-resistência da estrutura, incluindo o endurecimento após a formação da primeira rótula e a sua maior ou menor redundância. O seu valor é limitado a 1.5.

Para estruturas regulares em planta, podem ser considerados os seguintes valores:

- i) Estruturas em pórtico ou mistas equivalentes a pórtico
 - Edifícios de 1 piso: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
 - Edifícios de vários pisos e um vão: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
 - Edifícios de vários pisos e vários vãos: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

ii) Estruturas em parede ou mistas equivalentes a parede

- Estruturas parede com apenas duas paredes não acopladas em cada direcção: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$

- Outras estruturas parede sem acoplamento: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$

- Estruturas mistas equivalentes a parede ou de paredes acopladas:
 $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$

O factor k_w pretende ter em conta o efeito nocivo de elevados esforços transversos na ductilidade e capacidade de dissipação de energia das paredes e pode assumir valores entre 0,5 e 1. Para estruturas em pórtico ou equivalentes, $k_w = 1$, para os restantes casos, $k_w = (1 + \alpha_0)/3$, onde α_0 corresponde ao valor predominante do quociente entre altura e largura das paredes [EC8, 5.2.2.2(11)]

4 Caracterização do Edifício

Neste capítulo fez-se uma descrição pormenorizada do Edifício do Departamento de Engenharia Electrotécnica.

4.1 Estrutura

4.1.1 Localização

O edifício em estudo é o do Departamento de Engenharia Electrotécnica e Computadores da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, situado no Monte da Caparica, na área Metropolitana de Lisboa. Por se tratar de um edifício escolar e devido à sua localização, este edifício apresenta um elevado risco sísmico.

4.1.2 Descrição do Edifício em Estudo

O edifício é constituído por 4 pisos (piso 0, 1, 2 e 3). O piso 0 ocupa uma pequena extensão do edifício no seu lado sul [14]. O piso 1 está bastante sobreelevado relativamente à envolvente exterior e ao terreno [ver Anexo II].

A estrutura é de betão armado, decomposta em dois corpos semelhantes separados por uma junta de dilatação, junta esta localizada de modo a não se obterem corpos demasiado extensos, reduzindo-se os efeitos das variações de temperatura e da retracção do betão.

O edifício é composto por duas alas (Poente e Nascente), separadas por uma galeria longitudinal de comunicação. A ala Poente possui 10m de largura e a ala Nascente 5m.

A galeria é vazada na parte central do edifício, onde existe uma rampa que interliga os pisos 1 e 2, composta por 2 tramos, sendo um deles muito extenso e realizado em betão pré-esforçado. No prolongamento da rampa, existe uma escada que promove a comunicação entre os pisos 2 e 3.

CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO

Existem também duas escadas situadas na ala Nascente e um elevador localizado na galeria central.

Adjacente ao edifício, existe um pátio no lado Sul e uma rampa e uma escada exterior do lado Norte.

Nas figuras 17 e 18, mostram-se algumas imagens do edifício e a respectiva planta.



Fig. 17 - Edifício de Engenharia Electrotécnica da FCT/UNL

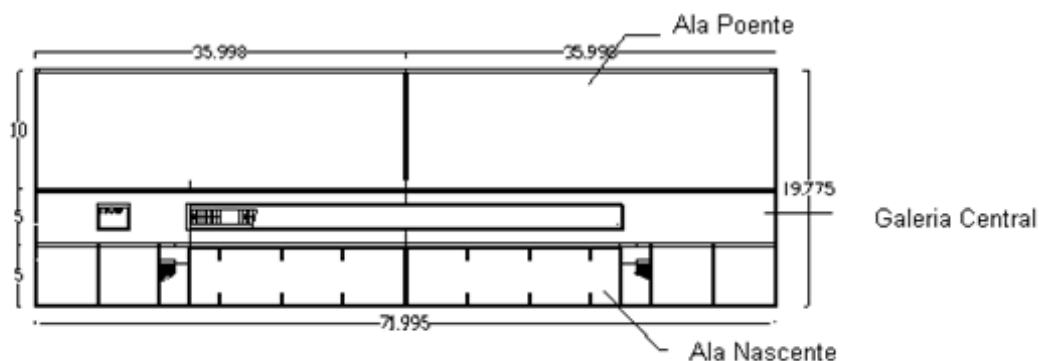


Fig. 18 - Planta do Edifício em análise

4.1.3 Fundações

De acordo com estudos geológicos e geotécnicos do terreno, verificou-se a existência de solos siltosos subjacentes a uma camada de materiais de aterro com espessura variável entre os 2 e 5m.

As fundações são directas e apoiadas nos solos siltosos.

4.2 Regulamentação

O edifício foi projectado segundo o RSA [8] (Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes) e REBAP [9] (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado).

Na modelação efectuada neste trabalho, o edifício foi simulado e verificado segundo o Eurocódigo 0 [10] (Bases de Cálculo em estruturas) "EN1990", o Eurocódigo 1 [11] (Acções em Estruturas de Engenharia Civil) "EN1991-1-1", o Eurocódigo 2 [12] (Projecto e Estruturas de Betão) "EN1992-1-1" e o Eurocódigo 8 [5] (Projecto de Estruturas Resistentes à Acção Sísmica) "EN1998-1".

4.3 Solução Estrutural

4.3.1 Paredes Resistentes e Muros de Suporte

O edifício é composto essencialmente por paredes resistente de betão armado, interligadas umas com as outras. Estas paredes apresentam espessuras de 0.20m, 0.25m e 0.30 m, dependendo da zona em que se encontram.

No piso 0 (cave), todas as paredes exteriores funcionam como muros de suporte. No seu dimensionamento, teve-se em conta o impulso actuante do terreno [14].

4.3.2 Tipos e Espessuras de Lajes

Na tabela 6, resumem-se os tipos e espessuras das lajes de betão armado utilizadas no edifício.

Parte constituinte do edifício	Tipo de Laje	Espessura[m]
Ala Poente	Alveolar	0,45
Ala Nascente	Maciça	0,2
Galeria Central	Maciça	0,2
Cobertura da galeria	Maciça	0,2
Cobertura da casa das máquinas	Maciça	0,15

Tabela 6 – Tipos e espessuras das lajes de betão utilizadas no edifício

Devido ao facto do piso 1 estar bastante sobrelevado relativamente à envolvente exterior e ao terreno existente, a laje deste piso foi executada em toda a sua extensão, evitando-se assim grandes alturas de aterros.

4.3.3 Vigas

As dimensões e características das secções rectangulares das vigas de betão armado utilizadas encontram-se na tabela 7.

Viga	Dimensões		Área [m ²]	Inércia	
	Z[m]	Y[m]		Z [m ⁴]	Y[m ⁴]
V1	1,25	0,32	0,4	0,0034	0,052

Tabela 7: Vigas

4.3.4 Pilares

Na fachada Poente, o apoio das lajes dos pisos 2, 3 e da cobertura é assegurado por pilares metálicos da série HEB.

Na tabela 8 resume-se as dimensões dos pilares.

Pilar	Dimensões		Área [cm ²]	Inércia	
	b[mm]	h[mm]		Z [cm ⁴]	Y[cm ⁴]
HEB240	240	240	106	3923	11260

Tabela 8: Pilares

4.4 Materiais

Para estrutura de betão armado utilizaram-se os seguintes materiais [14]:

- Betão da classe C20/25 (B25) nas fundações
- Betão da classe C25/30 (B30) nos restantes elementos.

Na tabela 9, apresentam-se as propriedades destas classes de betão.

	C20/25	C25/30
f_{cd} [Mpa]	13,3	16,7
v	0,3	0,3
E [Gpa]	30	31
Peso volúmico [kN/m³]	25	25

Tabela 9 - Propriedades dos betões utilizados

Para a estrutura, o aço utilizado nas armaduras foi do tipo A400NR, com valor de tensão de cedência (f_{yd}) de 348 MPa.

Os perfis metálicos, HEB240, apresentam um valor de tensão de cedência de 275MPa.

Refira-se ainda que se admitiram os materiais como homogéneos e isotrópicos, opção geralmente assumida apesar de poder não corresponder à realidade.

4.5 Núcleos Resistentes

A solução apresentada contempla dois núcleos resistentes centrais, correspondendo respectivamente às escadas (N1) e ao elevador (N2). Foram ambos realizados em paredes de betão armado com 0.2m de espessura e serão executados a toda a altura do edifício. Esta solução apresenta-se como uma boa solução do ponto de vista sísmico, absorvendo a maioria dos esforços [14].

O núcleo das escadas (N1) e o núcleo do elevador (N2) estão esquematizados na figura 19.

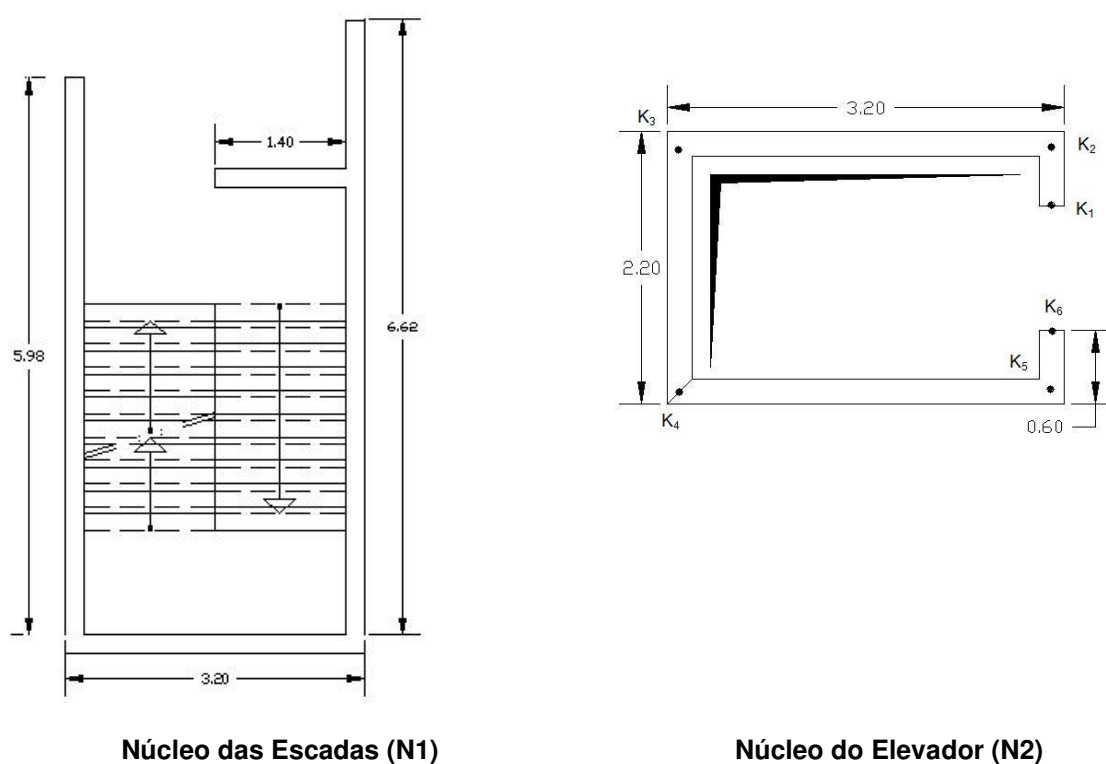


Fig. 19 – Representação de N1 e N2.

Ligando a laje com as paredes resistentes do edifício, fixam-se as rotações e deslocamentos.

Esta ligação pode ser mais rígida que na realidade, mas não se justifica uma modelação mais pormenorizada.

4.6 Acções

Consideraram-se as acções, referentes ao peso próprio e a sobrecargas, especificadas na memória descritiva do projecto [14].

Estas acções foram combinadas de acordo com o Eurocódigo 1 [11], de modo a obterem-se nas diferentes secções das peças estruturais os esforços ou deformações mais desfavoráveis.

O dimensionamento foi efectuado utilizando as combinações do estado limite último, considerando também a combinação com a acção base a acção sísmica.

Para a verificação aos Estados Limite Últimos, utiliza-se a combinação fundamental que fornece o valor de cálculo dos esforços S_d , Equação 3:

$$S_d = \sum \gamma_{g,j} G_{i,k} + \gamma_q [Q_{1,k} + \sum \Psi_{0,j} Q_{j,k}] \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

$\gamma_{g,j}$ – Coeficiente de segurança relativo às acções permanentes e toma o valor de 1,35

$G_{i,k}$ – Esforço resultante de acção permanente

γ_q – Coeficiente de segurança relativo às acções variáveis e toma o valor de 1,5

$Q_{1,k}$ – Esforço resultante de uma acção variável considerada como acção base da combinação

$\Psi_{0,j}$ – Coeficiente correspondente à acção variável

$Q_{j,k}$ – Esforço resultante de uma acção variável distinta da acção de base

No caso de a acção variável de base ser a acção sísmica deve-se utilizar a seguinte combinação para a verificação dos Estados Limites Últimos, Equação 4.

$$S_d = \sum G_{i,k} + S_{Ek} + \sum \Psi_{2j} Q_{j,k} \quad \text{Equação 4}$$

Sendo S_{Ek} o valor de dimensionamento da acção sísmica.

4.6.1 Lajes Alveolares da Ala Poente

- **Pisos**

Peso Próprio: $6,6\text{kN/m}^2$

Revestimentos: $1,0\text{kN/m}^2$

Divisórias: $2,5\text{kN/m}^2$

Sobrecarga: $5,0\text{kN/m}^2$

- **Cobertura**

Peso próprio: $6,6\text{kN/m}^2$

Revestimentos: $3,0\text{kN/m}^2$

Sobrecarga: $1,0\text{kN/m}^2$

4.6.2 Lajes Maciças da Ala Nascente

- **Pisos**

Peso Próprio: $5,0\text{kN/m}^2$

Revestimentos: $1,2\text{kN/m}^2$

Divisórias: $3,0\text{kN/m}^2$

Sobrecarga: $3,0\text{kN/m}^2$

- **Cobertura**

Peso próprio: $5,0\text{kN/m}^2$

Revestimentos: $3,0\text{kN/m}^2$

Sobrecarga: $2,0\text{kN/m}^2$

4.6.3 Laje Maciça da Cobertura

- **Pisos**

Peso Próprio: $5,0\text{kN/m}^2$

Revestimentos: $2,5\text{kN/m}^2$

Sobrecarga: $1,0\text{kN/m}^2$

4.6.4 Laje de Cobertura da Casa das Máquinas

- **Pisos**

Peso Próprio: $3,75\text{kN/m}^2$

Revestimentos: $2,25\text{kN/m}^2$

Sobrecarga: $1,0\text{kN/m}^2$

4.7 Critérios de Regularidade em Altura para o Edifício em Estudo

Para o edifício em questão, verificam-se os seguintes critérios (prescritos no EC8):

- Os sistemas de resistências às acções laterais, nomeadamente os pórticos e os núcleos (de escadas e de elevadores), não sofrem interrupções desde as fundações até ao topo do edifício;
- A rigidez lateral e a massa de cada piso não apresentam variações bruscas, desde a base até à cobertura.

Assim, o edifício é regular em altura

4.8 Solo

Como o terreno em estudo é formado por solos siltosos subjacentes a uma camada de materiais de aterro com espessura variável entre os 2 e 5m [14], segundo o EC8 [5] esse solo é da classe D.

5 Modelação da Estrutura

Para modelar a estrutura utilizou-se o programa de cálculo ANSYS, versão 11.0, [15] baseado no método dos elementos finitos.

Neste método, a estrutura é discretizada num conjunto de elementos, ligados entre si nos seus pontos nodais ou nós. Os deslocamentos generalizados (também designado por graus de liberdade) são as incógnitas do problema e são definidos para cada elemento finito. A coincidência dos nós entre os elementos vizinhos assegura a continuidade do campo de deslocamento, mas não assegura a continuidade das tensões e deformações. Para cada elemento finito é definida a sua matriz de rigidez, obtendo-se depois a matriz de rigidez global da estrutura [16].

Os elementos de barra apresentam, esquematizados na figura 21, dois nós de ligação e seis graus de liberdade. Os graus de liberdade em cada nó correspondem em termos locais às possíveis rotações e deslocamentos independentes.

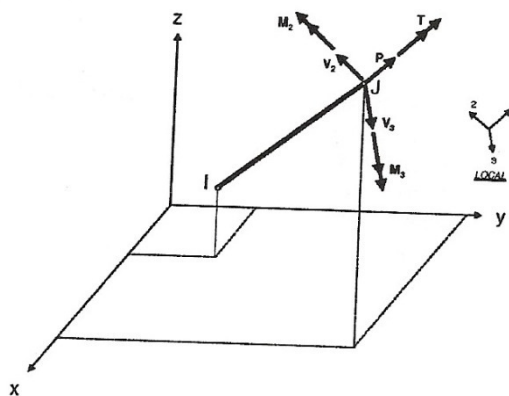


Fig. 20 – Elementos de barra

A matriz de rigidez associada a estes graus de liberdade locais é transformada de forma a ser referida aos graus de liberdade globais da estrutura.

Os elementos de casca, como se pode ver na figura 22, podem ter 3 ou mais nós. Estes elementos têm referenciais locais que podem ser rodados, especialmente nos casos em que se pretende avaliar as tensões em determinada direcção.

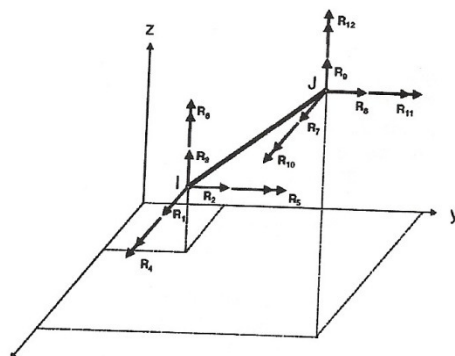


Fig. 21 – Elementos de casca

As lajes e as paredes do edifício são estruturas laminares planas com espessura muito reduzidas quando comparadas com as restantes dimensões. Deste modo, o comportamento das lajes e das paredes é expresso em função de grandezas definidas sobre o seu plano médio.

Na modelação do edifício, consideraram-se elementos de casca planos para modelar as lajes e as paredes, e elementos de barra para modelar as vigas e as paredes, não havendo necessidade de recorrer a elementos sólidos tridimensionais. Note-se que os elementos de casca permitem ter em conta quer a resistência de membrana (no plano) quer a resistência de flexão dos elementos.

Assim sendo, o edifício foi modelado em relação à linha média, apresentando uma altura de 14,92m e dimensões em planta de 71,995 x 19,775 m.

O piso 0 possui um pé direito de 2,87, e os restantes de 3,75. É de salientar a existência de uma cobertura na zona da galeria central que excede a altura do edifício em 0,8m. Na tabela 10, resume-se as alturas dos pisos.

	h[m]
Piso 0	2,87
Piso 1	6,62
Piso 2	10,37
Piso 3	14,12
Cobertura da galeria	14,92

Tabela 10 - Altura dos Pisos

Na modelação deste edifício, não se considerou a influência da rampa em betão pré-esforçado e das escadas na ala nascente. A rampa e as escadas exteriores do lado Norte também foram desprezadas para a modelação, por se ter considerado que estes elementos não são fundamentais para o comportamento da estrutura.

Depois de introduzir a geometria da estrutura, o carregamento e as condições de fronteira, podem calcular-se as tensões e deformações na estrutura. Em geral, quanto mais fina for a malha de elementos finitos mais rigorosa será a solução.

5.1 ANSYS

O ANSYS está organizado em 3 áreas de código fundamentais: Pré-Processamento, Processamento e Pós-Processamento.

5.1.1 Pré-Processamento

Nesta parte, faz-se a preparação do modelo. Define-se a geometria, escolhe-se o tipo do elemento finito (“Shell” – casca ou “Beam”- viga), atribuem-se as propriedades do material, cria-se a malha, introduz-se o carregamento e as condições de fronteira.

5.1.2 Processamento

Nesta parte, define-se o tipo de análise e os parâmetros correspondentes, como por exemplo o número de modos de vibração a considerar. Em seguida, o programa efectua uma ou várias das seguintes análises:

1. Análise estática – esforços devidos a carga permanente e sobrecarga;

2. Análise modal – determinação dos modos de vibração;
3. Análise espectral – resposta ao sismo com base em espectros de resposta.

Em seguida, descrevem-se resumidamente as análises modal (determinação dos modos de vibração) e espectral enunciadas acima.

5.1.2.1 Determinação dos Modos de Vibração

O problema da identificação das frequências de vibração de um determinado sistema é resolvido com base na análise do movimento em regime livre.

Nestas condições as equações de equilíbrio dinâmico tomam a forma:

$$[M] \left\{ \ddot{q}(t) \right\} + [K] \{q(t)\} = \{0\} \quad \text{Equação 5,}$$

onde,

$[M]$ – é a matriz de massa,

$[K]$ – é a matriz de rigidez da estrutura relativa aos graus de liberdade considerados, e

$q(t)$ – representa o deslocamento, variável que descreve o movimento.

Admitindo-se que o movimento da estrutura quando vibra com uma dada frequência p é do tipo harmónico traduzido por uma equação do tipo,

$$\{q(t)\} = \{v\} \cos(pt - \phi) \quad \text{Equação 6}$$

$\{v\}$ - Vector que representa a configuração deformada da estrutura (não varia com o tempo);

p – Frequência de vibração;

ϕ - Fase.

Derivando duas vezes a Equação 9 em ordem ao tempo obtém-se a expressão das acelerações ao longo do tempo:

$$\left\{\ddot{q}(t)\right\} = -p^2\{v\}\cos(pt - \phi) \quad \text{Equação 7}$$

Substituindo as equações (9) e (10) na equação do movimento (8) obtém-se:

$$-p^2[M]\{v\}\cos(pt - \phi) + [K]\{v\}\cos(pt - \phi) = \{0\} \quad \text{Equação 8}$$

$$[K - p^2M]\{v\} = \{0\} \quad \text{Equação 9}$$

Para que o sistema de equações (12) tenha uma solução não trivial ($\{v\} \neq 0$), é necessário que se anule o determinante da matriz $[K - p^2M]$. A determinação de frequências e modos de vibração resulta num problema de determinação de valores e vectores próprios, em que os valores próprios representam as frequências e os vectores próprios os modos de vibração. Assim, a cada frequência p_n corresponde um modo de vibração $\{v_n\}$.

5.1.2.2 Análise Modal por Espectro de resposta

Quando se pretende fazer a análise sísmica de uma estrutura com comportamento linear, o objectivo principal não é conhecer a evolução da resposta ao longo do tempo, mas apenas calcular os valores extremos dessa resposta.

Define-se espectro de resposta como a representação gráfica do valor máximo da resposta de um conjunto de osciladores de um grau de liberdade, quando solicitados por determinada acção sísmica. Estes valores máximos são representados em função da frequência própria dos osciladores e do valor do coeficiente de amortecimento considerado.

Para a análise dinâmica linear por espectros de resposta, é preciso em primeiro lugar determinar as frequências e modos de vibração que descrevem as características dinâmicas da estrutura. Seguidamente, os valores máximos de resposta, quer dos deslocamentos quer dos momentos são determinados a partir da combinação das respostas correspondentes obtidas para cada modo de vibração de acordo com a sua frequência. Cada modo de vibração comporta-se como um sistema de um grau de liberdade e a resposta máxima

ao longo do tempo de actuação do sismo deste modo de vibração corresponde ao valor espectral associado à frequência de vibração do modo.

Uma análise espectral exige pois:

- O valor do coeficiente de amortecimento ($\beta=0.05$);
- Valores do espectro de resposta.
- Um método para combinação dos modos

De entre os vários métodos para combinação de modos propostos no programa ANSYS, utilizou-se o “Complete Quadratic Combination (CQC)[16]”, ou Combinação Quadrática Completa. Mais à frente, no Capítulo 6 [6.4.3], justifica-se a aplicação deste método.

5.1.3 Pós – Processamento

Nesta parte, procede-se à apresentação de resultados, tais como:

- reacções nos apoios;
- esforços, deslocamentos, tensões e deslocamentos nos elementos;
- frequências naturais e correspondentes configurações dos modos de vibração

6 Verificações do Modelo

Neste capítulo, começa-se por escolher a malha mais adequada para posteriormente se poder estudar o edifício em questão.

Segue-se a classificação da estrutura quanto aos critérios de regularidade em planta e altura.

Posteriormente, faz-se uma verificação ao modelo, que consiste na verificação do peso, controlo das deformações com base na verificação da espessura das lajes constituintes do edifício e por último, nos limites das deformações. Admitindo naturalmente que o edifício foi projectado em conformidade com estes requisitos, pode admitir-se que o modelo está nas condições válidas para se prosseguir o estudo.

Também se faz a definição das análises estática, modal e espectral. Esta definição torna-se importante, pois é a partir destas análises que se irá estudar a resistência ao sismo do edifício.

Para finalizar, aplica-se ao modelo uma análise estática, com o intuito de utilizar os valores dos momentos obtidos na análise espectral. Com efeito, o programa ANSYS não considera na combinação do sismo as parcelas referentes à carga permanente e sobrecarga; daí é necessário somar os esforços devidos à carga permanente e sobrecarga aos esforços devidos ao sismo.

6.1 Escolha da Malha Mais Económica

O programa utilizado para a modelação permite definir o tamanho dos elementos a serem utilizados na malha através da declaração do tamanho desejado.

No edifício em análise, para o estudo da convergência definiram-se elementos com dimensões de 0.6m, 0.8m, 0.9m, 1.0 m e 1.1 m.

VERIFICAÇÃO DO MODELO

Na escolha da melhor malha, há que ter em conta dois factores: quanto menor a dimensão dos elementos, mais os valores se aproximam dos valores reais, mas em contrapartida os elementos têm que ser suficientemente grandes para evitar que o programa de cálculo automático se torne demasiado lento.

O critério de convergência teve como base os momentos M_y e M_z . Considerou-se uma malha aceitável uma malha que apresentasse relativamente á seguinte, uma diferença de resultados iguais ou inferiores a 1% por duas vezes consecutivas.

Escolheram-se quatro pontos que são críticos no modelo, que estão representados na figura 23. Estes pontos críticos foram escolhidos tendo como base os pilares com esforços mais elevados.

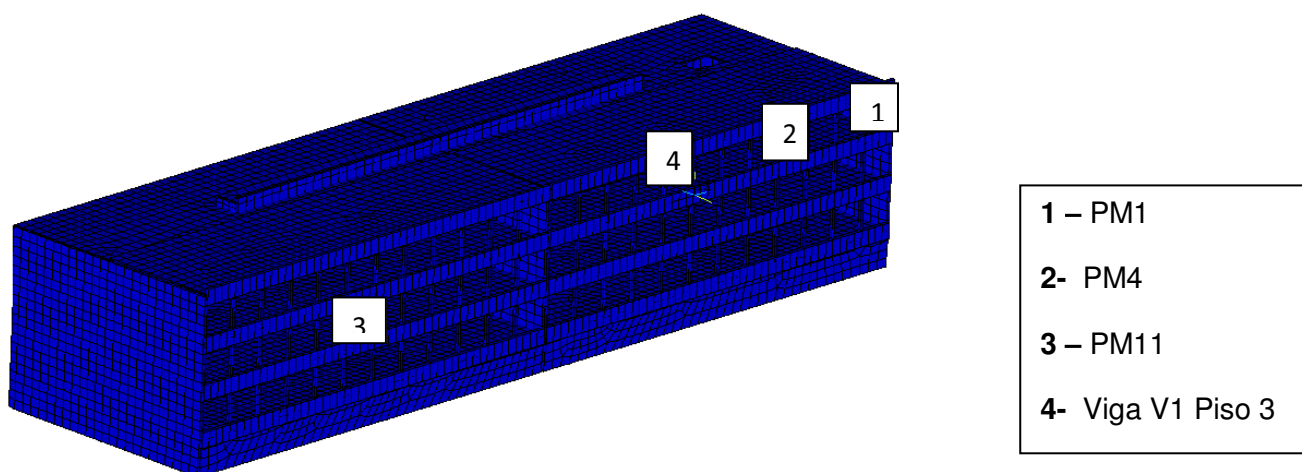


Fig. 22 – Pontos críticos no modelo

Na tabela 9, apresenta-se um resumo do plano de resolução.

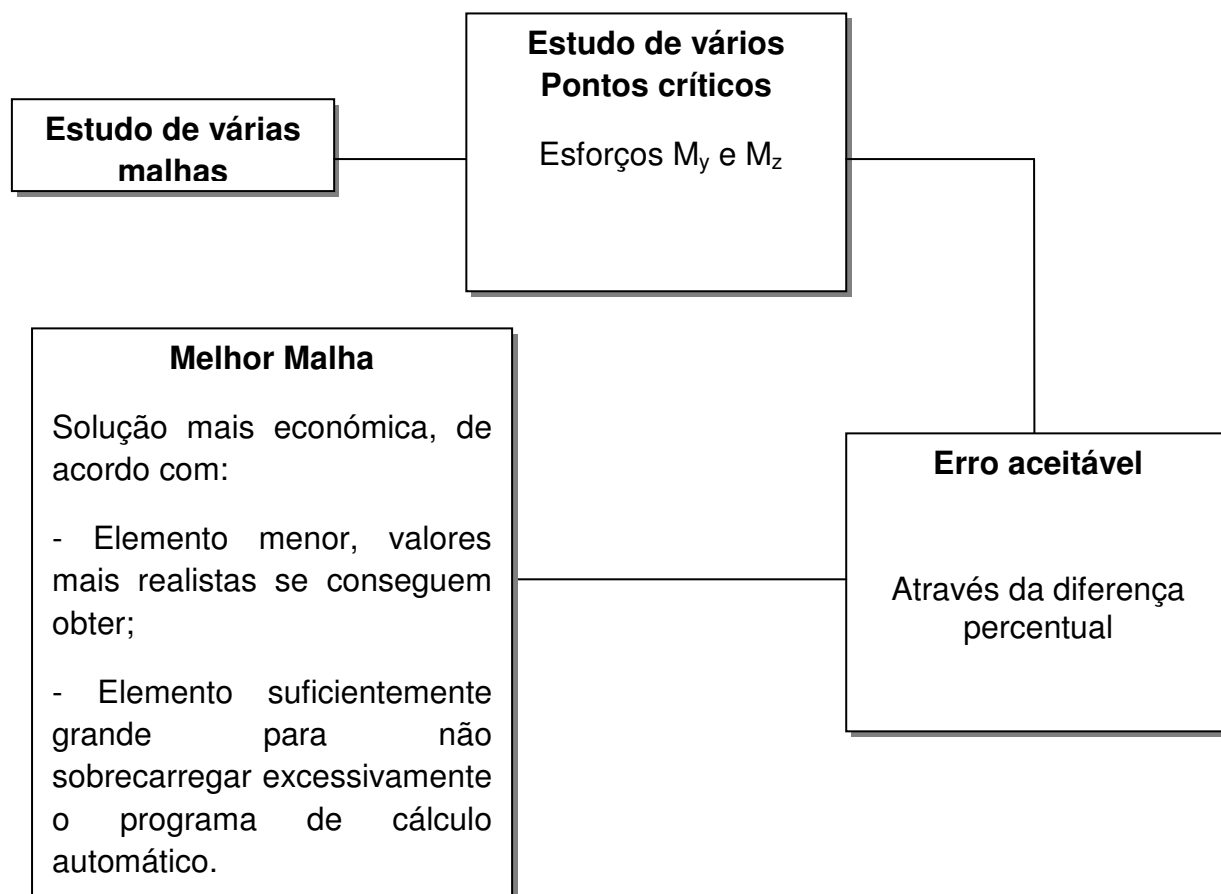


Tabela 11 – Plano de resolução

1) Ponto 1

Dimensão dos Elementos [m]	M_y [kN.m]	$\Delta M_y(\%)$	M_z [kN.m]	$\Delta M_z(\%)$
0,6	14,97	---	126,32	---
0,8	14,53	2,92	127,78	1,20
0,9	14,30	1,59	127,46	0,25
1	14,23	0,49	126,33	0,88
1,1	13,90	2,29	126,47	0,11

VERIFICAÇÃO DO MODELO

2) Ponto 2

Dimensão dos Elementos [m]	M_y [kN.m]	$\Delta M_y(\%)$	M_z [kN.m]	$\Delta M_z(\%)$
0,6	1,63	---	209,80	---
0,8	1,53	6,13	209,33	0,22
0,9	1,54	0,65	207,96	0,65
1	1,55	0,60	207,53	0,21
1,1	1,49	3,75	207,90	0,18

3) Ponto 3

Dimensão dos Elementos [m]	M_x [kN.m]	$\Delta M_y(\%)$	M_z [kN.m]	$\Delta M_z(\%)$
0,6	9,21	---	114,98	---
0,8	8,79	4,59	113,21	1,50
0,9	8,88	1,05	113,61	0,35
1	8,80	0,99	113,58	0,03
1,1	8,52	3,16	112,13	1,27

4) Ponto 4

Dimensão dos Elementos [m]	M_x [kN.m]	$\Delta M_y(\%)$	M_z [kN.m]	$\Delta M_z(\%)$
0,6	32,95	---	36,21	---
0,8	33,13	0,52	35,96	0,70
0,9	33,94	2,45	36,11	0,41
1	33,93	0,04	36,02	0,24
1,1	33,02	2,60	35,99	0,09

Através deste estudo de convergência da solução, verifica-se que a malha de 0.9m é a mais indicada para a análise do edifício, uma vez que verifica o critério predefinido para os vários casos.

Com esta dimensão os elementos são suficientemente grandes para não tornar o programa de cálculo automático demasiado lento e suficientemente pequenos para se obter valores mais realistas.

6.2 Verificação do Modelo

6.2.1 Peso

Através da combinação fundamental, calculou-se analiticamente a reacção total do edifício, E_d , e comparou-se com o valor obtido no ANSYS através de uma análise estática. Na tabela 12 são apresentados os valores obtidos em ambas as situações.

	Cobertura	Piso 3	Piso 2	Piso 1	Piso 0
CP + SC [kN]	$4,96 \times 10^2$	$1,04 \times 10^4$	$1,82 \times 10^4$	$1,82 \times 10^4$	$1,77 \times 10^4$
E_d [kN]	$6,49 \times 10^5$				

Tabela 12 – Comparação do valor de reacção do edifício obtida analiticamente e através do ANSYS

O valor obtido no ANSYS foi de $6,45 \times 10^5$ kN, correspondendo a um erro de 0,8% que se pode considerar muito aceitável.

6.2.2 Controlo das Deformações

Segundo o EC2 [parte 7.4] [12], a deformação deve ser controlada para não comprometer o funcionamento e o aspecto da estrutura, não devendo condicionar o funcionamento de equipamentos ou máquinas nem proporcionar a acumulação de águas pluviais e outras.

A deformação das estruturas não deve ainda pôr em causa a integridade de elementos não estruturais, tais como paredes divisórias, envidraçados, revestimentos ou outros acabamentos.

6.2.2.1 Verificação das Espessuras das Lajes

Na tabela 13 estão apresentados os valores para relações entre vão e altura útil que garantem o controlo das deformações para estruturas de betão fortemente e francamente solicitadas.

Sistema estrutural	Betão Fortemente solicitado ($\rho=1,5\%$)	Betão fracamente solicitado ($\rho=0,5\%$)
Laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direcções	14	20
Laje contínua armada numa direcção ou uma laje armada em duas direcções contínua ao longo do lado maior)	18	26
Vão interior de uma laje armada numa ou em duas direcções	20	30
Laje Fungiforme	17	24
Laje em consola	6	8

ρ - percentagem de armadura.

Tabela 13 - Valores para relações entre vão e altura útil que garantem o controlo das deformações para estruturas de betão fortemente e fracamente solicitadas.

No caso em estudo, ocorrem as seguintes situações:

- **Laje Fungiforme que se Estende por Toda a Ala Poente.**

Para um betão fracamente solicitado,

$$\frac{L_{\text{menor}}}{d} \leq 24 \Leftrightarrow d \geq \frac{9.95}{24} \Leftrightarrow d = 0.415 \Rightarrow h = 0.445\text{m}$$

VERIFICAÇÃO DO MODELO

Na modelação foi utilizada uma espessura de 0,45 m (espessura esta retirada das plantas do edifício), portanto, pode-se dizer que se encontra dentro dos parâmetros admissíveis.

Segundo o EC2, existe uma expressão, a partir da qual se conseguem obter espessuras de lajes mais baixas, apesar de ainda do lado da segurança.

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \text{ se } \rho \leq \rho_0 \quad \text{Equação 10}$$

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho'}{\rho_0} \right) \right] \text{ se } \rho > \rho_0 \quad \text{Equação 11}$$

k – Factor que depende do sistema estrutural (tabela 7.4N – EC2)

ρ_0 – Percentagem de armadura de referência = $\sqrt{f_{ck}} \times 10^{-3}$

ρ - Percentagem de armadura exigida para resistir ao momento devido às cargas aplicadas.

f_{ck} – resistência característica à compressão do betão [MPa]

• Na Fundação

C20/25, $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$,

$\rho_0 = \sqrt{20} \times 10^{-3} = 0,447\%$ como $\rho \cong 0,35\%$ então está-se na condição de aplicar

a expressão (1), pois $\rho \leq \rho_0$, como tal:

$$\frac{l}{d} = 1,2 \left[11 + 1,5 \sqrt{20} \frac{0,447}{0,35} + 3,2 \sqrt{20} \left(\frac{0,447}{0,35} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 25,986$$

$$\frac{l}{d} = 25,986 \Rightarrow d \geq \frac{9,95}{25,986} = 0,383 \Rightarrow h = 0,413 \text{ m}$$

VERIFICAÇÃO DO MODELO

Nas fundações verifica-se que a espessura utilizada, $h=0,45\text{m}$ é perfeitamente admissível.

- **Nos restantes elementos**

C25/30, $f_{ck}=25\text{ MPa}$,

$\rho_0 = \sqrt{25} \times 10^{-3} = 0.5\%$ Como $\rho \cong 0.35\%$ então estamos na condição de aplicar a

expressão (1), pois $\rho \leq \rho_0$, como tal:

$$\frac{1}{d} = 1,2 \left[11 + 1,5\sqrt{25} \frac{0,5}{0,35} + 3,2\sqrt{25} \left(\frac{0,5}{0,35} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 31,444$$

$$\frac{1}{d} = 31,444 \Rightarrow d \geq \frac{9,95}{31,444} = 0,316 \Rightarrow h = 0,346\text{m}$$

Nos restantes elementos, para garantir a segurança poderia ter-se usado uma espessura de 0,35m, levando a uma redução de 0,1m. Porém, como a espessura utilizada foi de 0,45m pode-se afirmar que o dimensionamento é conservativo.

- **Laje maciça da Galeria Central**

Como se considera uma laje com vãos interiores, armados numa direcção

$$\frac{L_{\text{menor}}}{d} \leq 30 \Leftrightarrow d \geq \frac{4,8}{30} \Leftrightarrow d = 0,16 \Rightarrow h = 0,19\text{m}$$

A utilização de uma laje de 0.20 m de espessura, torna-se aceitável.

- **Laje Maciça constituinte da Ala Nascente**

Considerou-se uma laje com vãos interiores, armados numa direcção

$$\frac{L_{\text{menor}}}{d} \leq 30 \Leftrightarrow d \geq \frac{4,8}{30} \Leftrightarrow d = 0,16 \Rightarrow h = 0,19\text{m}$$

A utilização de uma laje de 0.20 m de espessura, torna-se aceitável.
Conclui-se que está verificada a segurança em relação à deformação.

6.2.2.2 Limites para a Deformação

Em edifícios correntes, a flecha de uma laje em relação aos seus apoios, determinadas para a combinação de acções quase permanente, não deve exceder $a_{\text{máx}}=L/250$.

Para não danificar os elementos não estruturais susceptíveis de serem danificados, a deformação que ocorre depois da construção desses elementos deve ser limitada a $a_{\text{máx}}=l/500$, para a combinação de acções quase permanente [Figura 24].

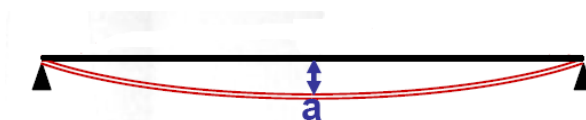


Fig. 23 – Deformação máxima

Para essa combinação de acções, a flecha máxima calculada corresponde aos valores indicados na tabela 14.

Deslocamento máximo [m]	Localização				
	x	y	z	l	l/250 [m]
0,00174	32,67	6,60	10,37	35,850	0,143

Tabela 14- Deslocamento máximo

Conclui-se pois que, para a combinação quase permanente, o deslocamento da laje encontra-se sempre dentro dos parâmetros aceitáveis.

6.3 Análise

Para obter a resposta deste edifício a uma acção sísmica (isto é, à imposição de deslocamentos transmitidos pelo solo), efectua-se: uma análise estática linear (para obter os esforços devidos à carga permanente e à parcela quase-permanente da sobrecarga), uma análise por forças laterais, uma análise modal e uma análise modal por espectro de resposta.

O Programa ANSYS permite efectuar uma análise modal onde se considera um número fixo de modos de vibração (escolhido pelo utilizador).

O espectro de resposta é definido como a representação gráfica do valor máximo da resposta (medida em termos de deslocamento, aceleração, esforço, etc.) de um conjunto de osciladores de um grau de liberdade, quando solicitados por uma determinada acção sísmica. Estes valores máximos são representados em função da frequência própria dos osciladores (ou do seu período) e do valor do coeficiente de amortecimento considerado. Assim, a análise por espectros de resposta implica uma análise modal prévia.

6.3.1 Frequência e Período Correspondentes a Cada Modo

Na análise modal, define-se um número fixo de modos de vibração. O número de modos relaciona-se com o número de graus de liberdade.

Dada a complexidade do edifício em estudo, optou-se por escolher 25 modos de vibração. Posteriormente, na análise espectral é feita uma verificação para se avaliar se este número é ou não suficiente.

As correspondentes frequências e períodos de vibração fornecidos pelo ANSYS são dados na tabela 15 **[ver Anexo I]**.

Modo	Frequência [Hz]	Período [s]
1	4,57	0,22
2	4,65	0,21
3	5,30	0,19
4	5,41	0,18
5	5,70	0,18
6	5,75	0,17
7	6,55	0,15
8	6,71	0,15
9	7,72	0,13
10	8,17	0,12
11	8,24	0,12
12	8,43	0,12
13	8,99	0,11
14	10,09	0,10
15	10,12	0,10
16	10,32	0,10
17	10,35	0,10
18	10,37	0,10
19	10,43	0,10
20	10,48	0,10
21	11,14	0,09
22	11,73	0,09
23	11,82	0,08
24	11,96	0,08
25	12,17	0,08

Tabela 15- Frequência / Período

6.3.2 Análise dos Modos de Vibração

Nos anexos, apresentam-se esquematicamente as diferentes deformadas obtidas para 25 modos de vibração considerados.

Analisando individualmente as deformadas obtidas para cada modo de vibração, conclui-se que existem alguns modos locais, tais como o modo 1,4, 18 e 22 e o 25

Algumas deformações parecem bastante elevadas, mas este efeito é devido à escala estar sobreelavada. O edifício é constituído por paredes resistentes e estas não permitem grandes deformações.

Segundo a direcção longitudinal, isto é segundo a direcção x , visualiza-se que o modo 17 é o que mais influencia a resposta, visto ser um modo de flexão global. Na figura 25, visualiza-se o comportamento da estrutura para o modo 11.

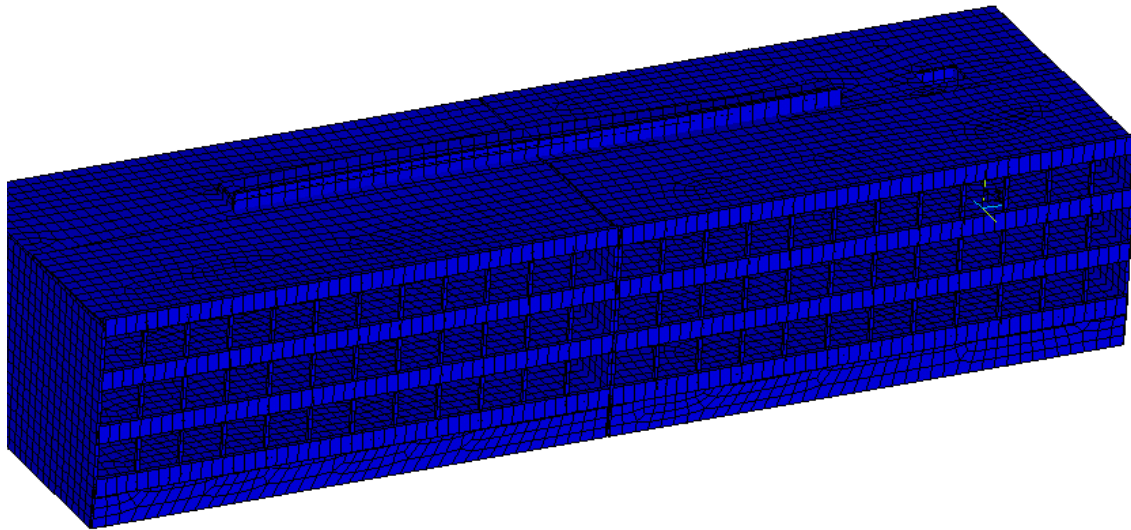


Fig. 24 - Modo 17

Na direcção transversal, y , o modo de flexão global que mais influencia a resposta é o modo 7. Na figura 26, observa-se o modo 7 para a estrutura em estudo.

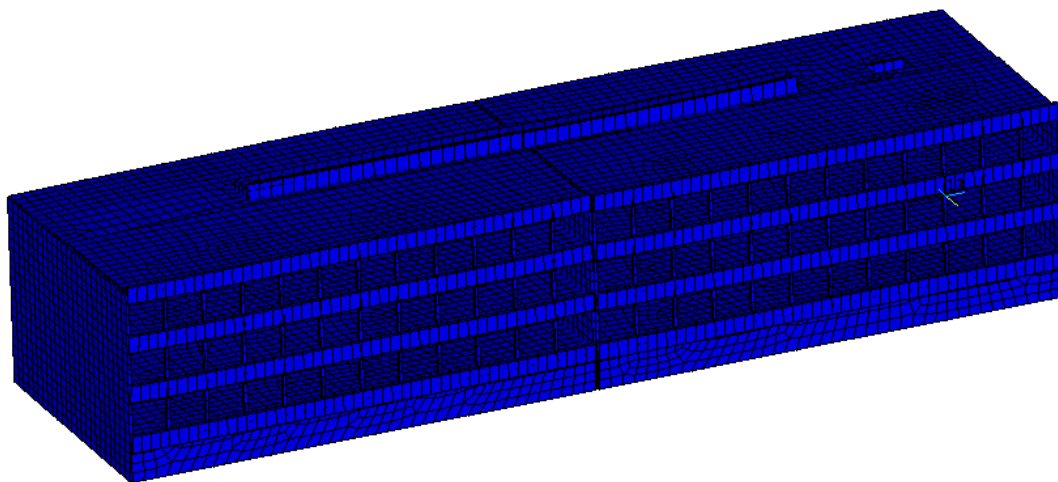


Fig. 25 - Modo 7

De uma forma geral, pode-se dizer que os restantes modos são modos de flexão, afectando apenas as partes mais deformáveis. Este facto complica a análise espectral, dado que existem muitos modos com pequena, mas não desprezável contribuição para a resposta final. Mais adiante, ver-se-á que talvez se justificasse considerar mais do que 25 modos. Contudo, como a análise espectral durou 2 horas, usando um computador portátil de 1 GB de RAM, optou-se por limitar o número de modos a 25.

6.3.3 Tipos de Análise

Uma acção sísmica varia rapidamente ao longo do tempo. Esta variação leva a que a resposta do edifício seja dinâmica.

De acordo com o EC8 e admitindo que o Edifício do Departamento de Engenharia Electrotécnica tem comportamento linear, pode utilizar-se análise estática ou dinâmica.

A análise por forças laterais, consiste na aplicação de dois conjuntos de forças horizontais segundo a direcção x e y. A determinação das forças laterais exige dados do espectro de resposta, definido mais à frente.

Na análise dinâmica para a determinação da resposta elástica de uma estrutura, pode-se efectuar uma análise espectral baseando-se nos espectros de resposta já referidos, que dependem do tipo de solo, das acções sísmicas e características de amortecimento de materiais. Obtêm-se assim os valores de aceleração em função do período de vibração, podendo-se quantificar à importância de cada modo de vibração no comportamento da estrutura.

6.4 Análise modal por espectro de resposta

No EC8 estão definidos dois espectros: espectro elástico e espectro de dimensionamento. Para a análise a efectuar foi utilizado o espectro de dimensionamento que é definido segundo as equações:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{Equação 12}$$

VERIFICAÇÃO DO MODELO

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \quad \text{Equação 13}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \text{ ou } S_e(T) \geq \beta \cdot a_g \quad \text{Equação 14}$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \text{ ou } S_e(T) \geq \beta \cdot a_g \quad \text{Equação 15}$$

Onde,

$S_e(T)$ – Espectro de resposta elástico

T – Período de vibração

a_g – Aceleração de projecto em rocha (Terreno Tipo A) – $a_g = \gamma I a_{gR}$

T_B - Limite inferior do ramo espectral de aceleração constante

T_D – Valor definidor do início do ramo de deslocamento constante

S – Factor do tipo de terreno de fundação

q – Coeficiente de comportamento (valor explicado na parte 3.6)

β - Limite inferior do espectro

No EC8 estão apresentadas duas configurações espectrais recomendadas para situações de diferente sismo-génese. Estas duas situações dizem respeito a situações em que o evento sísmico condicionante tenha uma magnitude superior a 5.5 (Espectro tipo 1) e inferior a 5.5 (Espectro tipo 2).

Assim sendo, uma acção sísmica tipo 1, corresponde a um cenário de sismo afastado (interplacas) e uma acção sísmica tipo 2 associa-se a um cenário próximo (intraplacas).

A classificação do terreno não é um parâmetro de determinação, mas a cada tipo de terreno corresponde uma configuração espectral, tendo esta um parâmetro de determinação que está definida no EC8.

Para um terreno tipo D, os espectros de dimensionamento de aceleração (m/s^2) para as duas acções sísmicas, representam-se na figura 27 e 28.

6.4.1 Acção Sísmica Tipo 1

S	$T_B[\text{s}]$	$T_C[\text{s}]$	$T_D[\text{s}]$	a_g	q	$\eta(\%)$
1,35	0,1	0,8	2	1,8	3,6	5

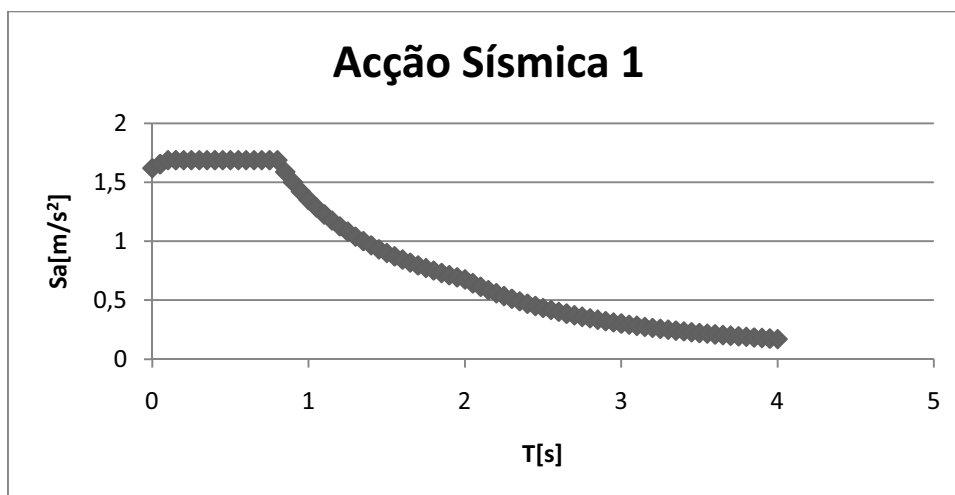


Fig. 26 – Espectro de Resposta do sismo tipo 1

6.4.2 Acção Sísmica Tipo 2

S	$T_B[\text{s}]$	$T_C[\text{s}]$	$T_D[\text{s}]$	a_g	q	$\eta(\%)$
1,8	0,1	0,3	2	2,04	3,6	5

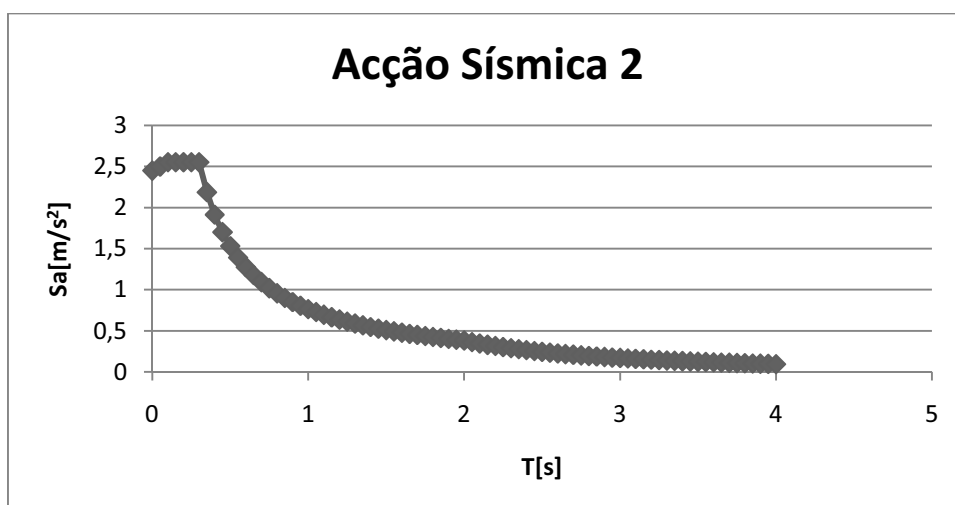


Fig. 27- Espectro de Resposta do sismo tipo 2

6.4.3 Combinação das Respostas Máximas Para Cada Modo de Vibração

Nas análises modais por espectros de resposta, os valores máximos de resposta dos diferentes parâmetros, tais como deslocamentos máximos ou momentos flectores máximos, são determinados aproximadamente a partir da combinação das respostas máximas obtidas para cada modo de vibração. Cada modo comporta-se como um sistema de um grau de liberdade e a resposta máxima ao longo do tempo de actuação do sismo de um dado modo de vibração específico corresponde ao valor espectral associado à frequência de vibração de cada modo. Em sistemas com mais de um grau de liberdade, os valores máximos são influenciados por diversos modos de vibração.

Como cada grandeza varia ao longo do tempo, para o cálculo dos valores máximos recorre-se à combinação dos máximos obtidos em cada modo. A combinação da raiz quadrada da soma dos quadrados é o método mais divulgado, apesar de quando as frequências estão muito próximas (tal como acontece no caso em análise), este método de combinação não dar bons resultados.

Alternativamente, pode utilizar-se a Combinação Quadrática Completa (CQC) [15], que permite combinar as respostas máximas dos modos com qualquer relação de frequências entre si. A razão pela qual o método CQC garante melhores resultados quando os modos têm frequências próximas tem a ver com o facto de considerar na combinação o efeito da correlação entre as respostas dos vários modos.

A Combinação Quadrática Completa é traduzida pela seguinte equação:

$$G \approx \sqrt{\sum_{n=1}^m \sum_{i=1}^m \rho_{in} G_i G_n} \quad \text{Equação 16}$$

Onde o coeficiente de correlação é dado por:

$$\rho_{in} = \frac{8\xi^2 (1 + \beta_{in}) \beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\xi^2 \beta_{in} (1 + \beta_{in})^2} \quad \text{Equação 17}$$

onde

$$\beta_{in} = \frac{p_i}{p_n} \quad \text{Equação 18}$$

ξ – coeficiente de amortecimento

$p_i \dots$ - frequência de vibração do modo i

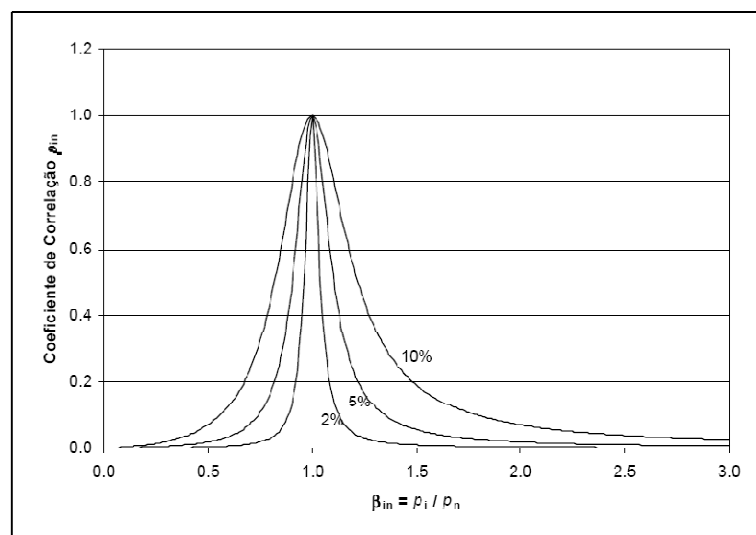


Fig. 28 – Variação do coeficiente de correlação ρ_{in} (CQC), com a relação entre frequências β_i .

Na figura 29 representa-se a variação do coeficiente de correlação ρ_{in} em função da relação entre frequências β_{in} para vários valores do coeficiente de amortecimento (2%, 5% e 10%) [14]. Pode-se verificar que, para um amortecimento de 5%, se a relação entre frequências for superior a 1.5 (ou inferior a 0.67), os valores do coeficiente de correlação entre modos diferentes são inferiores a 6%. Para esta gama de valores de β_{in} é desnecessário o uso da CQC, sendo suficiente considerar a regra de combinação pela raiz quadrada da soma dos quadrados. Contudo, por uniformidade, neste trabalho optou-se por considerar a CQC para todos os modos.

6.5 Método de Análise por Forças Laterais

O método das forças laterais permite determinar simplificada e o efeito da acção dos sismos supondo estar aplicado à estrutura um sistema de forças estáticas actuando separadamente segundo as direcções em que a estrutura se desenvolve. Estas forças sobrepõem-se com a carga permanente e sobrecarga para a situação dada [7].

A força de corte basal, F_b , para cada direcção horizontal em que o edifício é analisado, pode ser determinada pela seguinte expressão:

$$F_b = S_d(T_1) \times m \times \lambda \quad \text{Equação 19}$$

F_b – força corte basal,

$S_d(T_1)$ – ordenada do espectro de resposta correspondente ao período T_1 ,

m – massa do edifício acima do nível do solo,

λ - factor correctivo para ter em conta que a massa efectiva associada à vibração no primeiro modo é inferior à massa total.

$\lambda=0,85$ se $T_1 \leq T_C$ e o edifício tiver 3 ou mais pisos, caso contrário $\lambda=1$.

A equação anterior pode ser reescrita como

$$F_b = S_d(T_1) \times \frac{P}{g} \times \lambda = P \times \frac{S_d(T_1) \times \lambda}{g} \quad \text{Equação 20}$$

A distribuição das forças laterais por cada piso pode ser feita aproximando a deformada da estrutura ao seu modo de vibração fundamental. Para isso pondera-se a importância relativa de cada piso, através de uma análise das suas massas e distâncias ao solo (h_i).

6.5.1 Coeficiente de Comportamento para o Edifício em Estudo

De acordo com o descrito no capítulo 3, parte 5, para o edifício em estudo constituído por paredes acopladas, escolheu-se para q_0 o valor de $3.0\alpha_u/\alpha_1$.

VERIFICAÇÃO DO MODELO

α_u/α_1 toma o valor de 1.2, devido a se tratar de uma estrutura equivalente a parede. K_w toma o valor de 1.0.

Então,

$$q = 3 \times 1,2 \times 1 = 3.6$$

- Acção Sísmica Tipo 1

$T_B < T < T_C$, pela equação 16, $S_d = 1,678 \text{ m/s}^2$

$$\lambda = 0,85$$

- Acção Sísmica Tipo 2

$T_c < T < T_d$, pela equação 16, $S_d = 2,015 \text{ m/s}^2$

$$\lambda = 0,85$$

Resumem-se no seguinte quadro os cálculos das forças sísmicas laterais:

Piso	Altura Acima do Solo [m]	Peso P_i [kN]	P.Z	F.i[Accao sísmica Tipo 1] [kN]	F.i[Accao sísmica Tipo 2] [kN]
cobertura	14,92	496,00	7400,32	186,39	166,95
Piso 3	14,12	10385,00	146636,20	3693,20	3308,15
Piso 2	10,37	18225,00	188993,25	4760,02	4263,74
Piso 1	6,62	18225,00	120649,50	3038,70	2721,89
Piso 0	2,87	17747,00	50933,89	1282,83	1149,08
Total		65045,00	514613,16		

Tabela 16 - Cálculo das forças laterais

6.6 Momentos Resistentes

Consultando as plantas das armaduras do edifício em estudo (fornecidas pelos serviços da Faculdade), determinam-se as armaduras aplicadas em todo o edifício. A partir das quantidades de armadura, conseguem-se obter os momentos resistentes nos diferentes elementos estruturais. Estes momentos são posteriormente comparados com os resultados do cálculo automático, que fornecem os momentos actuantes.

Segundo o EC2 [12], o momento resistente é dado pelas seguintes expressões:

VERIFICAÇÃO DO MODELO

$$w = \frac{1}{bd} \frac{f_{yd} \times A_s}{f_{cd}} \quad \text{Equação 21}$$

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{bd^2 f_{cd}} \quad \text{Equação 22}$$

$$A_s = wbd \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Equação 23}$$

f_{cd} – valor de cálculo da resistência à compressão do betão;

f_{yd} – valor da tensão de cedência do aço;

M_{Rd} – momento Resistente;

μ - momento flector reduzido;

b – largura da secção;

d – altura útil da armadura;

A_s – área de secção de armadura traccionada.

Para os materiais constituintes do edifício, Betão C25/30 e Aço A400NR, resumem-se na tabela 17 os valores das tensões necessárias para o cálculo dos momentos resistentes.

		[MPa]
C25/30	f_{cd}	16,7
	f_{ctm}	2,6
A400NR	f_{yk}	400
	f_{yd}	348

Tabela 17 – Valores das tensões necessárias para o cálculo dos momentos resistentes

f_{cd} – valor de cálculo da resistência à compressão do betão;

f_{ctm} – Resistência à tracção do betão;

VERIFICAÇÃO DO MODELO

f_{yk} – Valor característico da Tensão de cedência do aço;

f_{yd} – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço.

Nas tabelas seguintes, indicam-se os momentos resistentes em diferentes alinhamentos e secções de todas as lajes e paredes do edifício.

6.6.1 Laje 1

6.6.1.1 Eixo 1-8

	Armadura	A_s [cm ² /m]	Direcção	d	$A_{s,min}$ [cm ² /m]	w	μ	M_{Rd} [kN.m]
Laje Alveolar	Ø16//0,125	16,08	x	0,42	7,01	0,08	0,07	203,49
	Ø12//0,125	9,05	y			0,05	0,05	131,04
	Ø8//0,125	4,02	y			0,04	0,03	99,23
	Ø10//0,125	6,28	x			0,04	0,03	99,23
	Ø16//0,25	8,04	x			0,04	0,04	116,11
Galeria Central	Ø10//0,125	6,28	x,y	0,16	2,70	0,08	0,08	33,35
	Ø12//0,125	9,05	x			0,12	0,10	44,46
Ala Nascente	Ø16//0,125	16,08	x			0,21	0,19	80,37
	Ø10//0,125	6,28	x,y			0,08	0,08	33,35
	Ø12//0,125	9,05	y			0,12	0,10	44,46

6.6.1.2 Eixo 9-15

	Armadura	A_s [cm ² /m]	Direcção	d	$A_{s,min}$ [cm ² /m]	w	μ	M_{Rd} [kN.m]
Laje Alveolar	Ø10//0,125	6,28	x	0,42	7,01	0,04	0,03	99,23
	Ø8//0,125	4,02	y			0,04	0,03	99,23
	Ø16//0,25	8,04	x,y			0,04	0,04	116,11
	Ø12//0,125	9,05	y			0,05	0,05	131,04
Galeria Central	Ø10//0,125	6,28	x,y	0,16	2,70	0,08	0,08	33,35
	Ø12//0,125	9,05	x			0,12	0,10	44,46
Ala Nascente	Ø10//0,125	6,28	x,y			0,08	0,08	33,35
	Ø12//0,125	9,05	y			0,12	0,10	44,46

6.6.2 Laje 2

6.6.2.1 Eixo 1-8

	Armadura	$A_s[\text{cm}^2/\text{m}]$	Direcção	d	$A_{s,\text{min}}[\text{cm}^2/\text{m}]$	w	μ	$M_{Rd}[\text{kN.m}]$
Laje Alveolar	Ø10//0,125	6,28	x	0,42	7,01	0,04	0,03	99,23
	Ø8//0,125	4,02	y			0,04	0,03	99,23
	Ø12//0,125	9,05	y			0,05	0,05	131,04
Galeria central	Ø10//0,125	6,28	x,y	0,16	2,70	0,03	0,08	33,35
	Ø16//0,125	16,08	x			0,21	0,19	80,37
	Ø12//0,125	9,05	y			0,12	0,10	44,46
Ala Nascente	Ø10//0,125	6,28	x,y			0,03	0,08	33,35
	Ø12//0,125	9,05	y			0,12	0,10	44,46

6.6.2.2 Eixo 9-15

	Armadura	$A_s[\text{cm}^2/\text{m}]$	Direcção	d	$A_{s,\text{min}}[\text{cm}^2/\text{m}]$	w	μ	$M_{Rd}[\text{kN.m}]$
Laje Alveolar	Ø10//0,125	6,28	X	0,42	7,01	0,04	0,03	99,23
	Ø12//0,125	9,05	y			0,05	0,05	131,04
	Ø8//0,125	4,02	y			0,04	0,03	99,23
	Ø16//0,125	16,08	y			0,08	0,07	203,49
Galeria Central	Ø10//0,125	6,28	x,y	0,16	2,70	0,03	0,08	33,35
	Ø12//0,125	9,05	y			0,12	0,10	44,46
	Ø16//0,125	16,08	x			0,21	0,19	80,37
Ala Nascente	Ø10//0,125	6,28	x,y			0,03	0,08	33,35
	Ø12//0,125	9,05	y			0,12	0,10	44,46

6.6.3 Laje 3

6.6.3.1 Eixo 1-8

	Armadura	$A_s[\text{cm}^2/\text{m}]$	Direcção	d	$A_{s,\text{min}}[\text{cm}^2/\text{m}]$	w	μ	$M_{Rd}[\text{kN.m}]$
Laje Alveolar	ø10//0,125	6,28	x	0,42	7,01	0,04	0,03	99,23
	ø12//0,125	9,05	y			0,05	0,05	131,04
	ø8//0,125	4,02				0,04	0,03	99,23
Galeria Central	ø10//0,125	6,28	x,y	0,16	2,70	0,03	0,08	33,35
	ø12//0,125	9,05	x,y			0,12	0,10	44,46
	ø16//0,125	16,08	x			0,21	0,19	80,37
Ala Nascente	ø10//0,125	6,28	x,y			0,03	0,08	33,35
	ø12//0,125	9,05	y			0,12	0,10	44,46

6.6.3.2 Eixo 9-15

	Armadura	$A_s[\text{cm}^2/\text{m}]$	Direcção	d	$A_{s,\text{min}}[\text{cm}^2/\text{m}]$	w	μ	$M_{Rd}[\text{kN.m}]$
Laje Alveolar	ø10//0,125	6,28	x	0,42	7,01	0,04	0,03	99,23
	ø12//0,125	9,05	y			0,05	0,05	131,04
	ø8//0,125	4,02	y			0,04	0,03	99,23
Galeria Central	ø10//0,125	6,28	x,y	0,16	2,70	0,03	0,08	33,35
	ø12//0,125	9,05	y			0,12	0,10	44,46
	ø16//0,125	16,08	x			0,21	0,19	80,37
Ala Nascente	ø10//0,125	6,28	x,y			0,03	0,08	33,35
	ø12//0,125	9,05	y			0,12	0,10	44,46

6.6.4 Cobertura

	Armadura	$A_s[\text{cm}^2/\text{m}]$	Direcção	d	$A_{s,\text{min}}[\text{cm}^2/\text{m}]$	w	μ	$M_{Rd}[\text{kN.m}]$
Elevador	ø8//0,2	2,51	x,y	0,12	2,03	0,04	0,04	10,34
Cobertura Restante	ø10//0,15	5,24	x,y	0,16	2,70	0,07	0,07	27,98
	ø8//0,15	3,35	y			0,04	0,04	18,21

VERIFICAÇÃO DO MODELO

	Armadura	$A_s[\text{cm}^2/\text{m}]$	Direcção	d	$A_{s,\text{min}}[\text{cm}^2/\text{m}]$	w	μ	$M_{Rd}[\text{kN.m}]$
Laje Alveolar	$\emptyset 10//0,125$	2,51	x	0,42	7,0135	0,035	0,035	99,22743
	$\emptyset 12//0,125$	9,05	y			0,045	0,046	131,0377
	$\emptyset 8//0,125$	4,02	y			0,035	0,035	99,22743
Galeria Central	$\emptyset 10//0,125$	2,51	x,y	0,16	2,704	0,0315	0,078	33,34656
	$\emptyset 16//0,125$	16,08	x			0,2094	0,188	80,37376
	$\emptyset 12//0,125$	9,05	y			0,1179	0,104	44,46208
Ala Nascente	$\emptyset 10//0,125$	2,51	x,y			0,0315	0,078	33,34656
	$\emptyset 12//0,125$	9,05	y			0,1179	0,104	44,46208

6.6.5 Paredes

6.6.5.1 Parede a

Armadura	$A_s[\text{cm}^2/\text{m}]$	Direcção	d	$A_{s,\text{min}}[\text{cm}^2/\text{m}]$	w	μ	$M_{Rd}[\text{kN.m}]$
2 $\emptyset 10//0,15$	10,48	z	0,16	2,70	0,14	0,13	53,44
2 $\emptyset 10//0,10$	15,70				0,20	0,18	78,19
2 $\emptyset 12//0,15$	15,08				0,20	0,18	75,44
2 $\emptyset 8//0,15$	6,70				0,09	0,08	35,17
2 $\emptyset 10//0,15$	10,48	x			0,14	0,13	53,44

6.6.5.2 Parede d

Armadura	$A_s[\text{cm}^2/\text{m}]$	Direcção	d	$A_{s,\text{min}}[\text{cm}^2/\text{m}]$	w	μ	$M_{Rd}[\text{kN.m}]$
$\emptyset 10//0,15$	5,24	y	0,22	3,72	0,05	0,05	39,31
2 $\emptyset 10//0,15$	10,48				0,10	0,09	75,87
$\emptyset 12//0,125$	9,05	z			0,09	0,08	65,92

6.6.5.3 Parede 8 e 9

Armadura	A _s [cm ² /m]	Direcção	d	A _{s,min} [cm ² /m]	w	μ	M _{Rd} [kN.m]
2ø12//0,125	18,10	z	0,22	3,72	0,17	0,16	126,25
2ø10//0,125	12,56				0,12	0,11	90,36
2ø16//0,125	32,16				0,30	0,26	207,62
ø8//0,10	5,03				0,05	0,05	37,67
2ø8//0,2	5,02	y			0,05	0,05	37,67
2ø10//0,2	7,86				0,07	0,07	57,65
2ø10//0,15	10,48				0,10	0,09	75,87
2ø8//0,15	6,70				0,06	0,06	49,57

6.6.5.4 Parede c

Armadura	A _s [cm ² /m]	Direcção	d	A _{s,min} [cm ² /m]	w	μ	M _{Rd} [kN.m]
2ø12//0,15	30,16	x	0,22	3,72	0,29	0,24	197,04
2ø10//0,15	10,48				0,10	0,09	75,87
ø8//0,10	5,03	z			0,05	0,05	37,67
ø10//0,10	7,85				0,07	0,06	49,52
2ø16//0,10	40,22				0,38	0,31	247,54
2ø12//0,10	22,62				0,21	0,19	154,38
2ø12//0,15	15,08				0,14	0,13	106,96
ø12//0,10	11,31				0,11	0,10	81,64
ø12//0,15	7,54				0,07	0,07	55,41

6.6.5.5 Parede b

Armadura	A _s [cm ² /m]	Direcção	d	A _{s,min} [cm ² /m]	w	μ	M _{Rd} [kN.m]
2ø10//0,15	10,48	x,z	0,16	2,70	0,14	0,13	54,33
2ø10//0,20	7,86				0,10	0,10	41,34
ø10//0,15	5,24	z			0,07	0,07	28,08
ø8//0,125	4,02				0,05	0,05	21,91
ø10//0,125	6,28				0,08	0,08	33,35
2ø12//0,125	18,10				0,24	0,21	88,70

6.6.5.6 Perfis Metálicos PM – HEB240

HEB240				
h[mm]	b[mm]	$w_{pl,y}[\text{cm}^3]$	$w_{pl,z}[\text{cm}^3]$	$f_y[\text{N/mm}^2]$
240	240	1053	498,4	275

$$M_{pl,y,Rd} = w_{pl,y} \times f_y$$

$$M_{pl,z,Rd} = w_{pl,z} \times f_y$$

Onde,

$M_{pl,y,Rd}$ – Valor de cálculo do momento plástico resistente em torno de y;

$M_{pl,z,Rd}$ – Valor de cálculo do momento plástico resistente em torno de z;

$w_{pl,y}$ - Módulo plástico de flexão segundo y;

$w_{pl,z}$ - Módulo plástico de flexão segundo z;

f_y - tensão de cedência.

$$M_{pl,y,Rd} = 289,58 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,z,Rd} = 137,06 \text{ kNm}$$

6.6.5.7 Vigas

Armadura	$A_s[\text{cm}^2/\text{m}]$	d	w	μ	$M_{Rd}[\text{kN.m}]$
$\emptyset 10//0,125$	6,25	1,2	0,03	0,03	244,69

7 Avaliação da Resistência ao Sismo

Com base na modelação introduzida no ANSYS, é possível obter os momentos actuantes. Este procedimento exige a atribuição do referencial local a cada elemento, permitindo determinar os valores dos momentos actuantes aquando da ocorrência das acções regulamentares (carga permanente, sobrecarga e sismo).

Aplicou-se ao modelo uma análise estática, com o intuito de utilizar os valores dos momentos obtidos na análise espectral. Com efeito, o programa ANSYS não considera na combinação do sismo as parcelas referentes à carga permanente e sobrecarga; daí ser necessário somar os esforços devidos à carga permanente e sobrecarga aos esforços da análise espectral.

Posteriormente, estes valores são comparados com os momentos resistentes em cada secção considerada. Caso numa dada secção o momento resistente seja maior que o actuante, está verificada a resistência dessa secção.

7.1 Momento Actuante Obtidos por Análise Estática

Através de uma análise estática, obtiveram-se os seguintes valores dos momentos actuantes devidos à carga permanente e à parcela quase-permanente da sobrecarga (tomando uma faixa de laje com 1 m de largura).

7.1.1 Piso 1

	e [m]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]
Ala Poente	0,45	-27,42	47,78
Galeria Central	0,2	-8,99	-167,07
Ala Nascente	0,2	-11,96	-8,37

7.1.2 Piso 2

	e [m]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]
Ala Poente	0,45	-32,60	48,77
Galeria Central	0,2	-11,38	4,84
Ala Nascente	0,2	-9,42	6,85

7.1.3 Piso 3

	e [m]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]
Ala Poente	0,45	-34,91	49,50
Galeria Central	0,2	-11,25	-15,76
Ala Nascente	0,2	-12,01	-9,29

7.1.4 Cobertura

	e [m]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]
Ala Poente	0,45	-15,40	-13,87
Galeria Central	0,2	-4,98	-8,80
Ala Nascente	0,2	-7,18	5,15

7.1.5 Paredes

	e [m]	M_x [kN.m]	M_z [kN.m]
Parede - eixo a	0,2	1,80	5,21
Parede - eixo d	0,25	4,25	14,03
Parede c	0,25	3,45	10,58
Parede b	0,2	0,55	1,64
Elevador	0,2	1,27	3,43

	e [m]	M_y [kN.m]	M_z [kN.m]
Parede 8	0,25	7,18	2,47
Parede 9	0,25	7,57	2,27
Elevador	0,2	2,93	0,97
Escada 4'	0,2	1,58	0,56
Escada 4		1,85	0,62
Parede3		2,24	0,53

7.1.6 Pilares HEB240

	M_y [kN.m]	M_z [kN.m]
P1	4,86	26,81
P2	3,05	36,59
P3	10,45	44,12
P4	-0,19	47,50
P5	-0,18	48,79
P6	-0,25	48,49
P7	0,39	47,09
P8	-0,29	45,13
P9	-0,71	41,14
P10	-2,45	33,39
P11	-3,75	23,56
P12	4,34	24,16
P13	3,05	34,15
P14	1,26	41,98
P15	0,32	45,94
P16	-0,12	-48,03
P17	0,14	48,68
P18	0,21	-47,79
P19	-0,13	45,79
P20	-0,69	42,00
P21	-2,36	34,61
P22	-4,05	24,81

7.1.7 Viga

	M [kN.m]
Piso 3	18,04
Piso 2	29,247
Piso 1	25,186

7.2 Estudo do Risco Sísmico a partir das Forças Laterais

No Capítulo 6, ponto [6.5], está determinada a Força Lateral.

7.2.1 Acção Sísmica Tipo 1, Direcção x

A análise efectuada no ANSYS forneceu os seguintes resultados:

7.2.1.1 Momento Actuante

Piso 1

	e [m]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]
Ala Poente	0,45	21,50	44,18
Galeria Central	0,2	7,67	6,93
Ala Nascente	0,2	8,03	7,57

Piso 2

	e [m]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]
Ala Poente	0,45	21,46	41,97
Galeria Central	0,2	7,57	4,78
Ala Nascente	0,2	8,18	6,77

Piso 3

	e [m]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]
Ala Poente	0,45	21,14	42,20
Galeria Central	0,2	7,57	5,47
Ala Nascente	0,2	7,90	6,02

Cobertura

	e [m]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]
Ala Poente	0,45	11,60	22,57
Galeria Central	0,2	-23,44	-13,48
Ala Nascente	0,2	-7,77	5,02

Paredes

	e [m]	M _x [kN.m]	M _z [kN.m]
Parede - eixo a	0,2	1,74	5,35
Parede - eixo d	0,25	4,27	14,12
Parede c	0,25		
Parede b	0,2	0,83	2,74
Elevador	0,2	1,73	3,44

	e [m]	M _y [kN.m]	M _z [kN.m]
Parede 8	0,25	10,47	3,12
Parede 9	0,25	8,23	2,49
Elevador	0,2	5,77	4,43
Escada 4'	0,2	1,63	0,55
Escada 4		3,35	1,08
Parede3		3,55	0,88

Pilares PM – HEB 240

	My [kN.m]	Mz [kN.m]
P1	4,48	28,92
P2	4,87	38,93
P3	5,14	45,37
P4	-5,22	47,96
P5	-5,09	48,92
P6	-4,87	48,37
P7	4,67	46,61
P8	-4,57	44,01
P9	-4,77	39,44
P10	-5,51	30,93
P11	-6,43	21,03
P12	3,17	27,25
P13	3,25	37,36
P14	3,50	44,28
P15	-3,57	47,51
P16	-3,56	49,24
P17	-3,46	-49,45
P18	3,36	-48,06
P19	-3,35	45,22
P20	-3,59	40,87
P21	-4,39	32,77
P22	-6,15	23,06

Vigas

	M [kN.m]
Piso 3	14,783
Piso 2	25,876
Piso 1	21,502

7.2.1.2 Estudo da Resistência do Edifício

O estudo da resistência do Edifício foi realizado com base na comparação dos Momentos resistentes, obtidos no ponto 6.7, com o Momento Actuante (obtido através do ANSYS).

Piso 1

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	203,488143 99,2274338 116,110478	31,34	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	131,037736 99,2274338	47,62	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Galeria Central	x	33,34656 44,46208	9,28	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656	20,28	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Ala Nascente	x	80,37376 33,34656	12,46	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	8,32	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Piso 2

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,2274338	35,84	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	99,2274338 131,037736 203,488143	48,71	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Galeria Central	x	33,34656 80,37376	11,62	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	17,33	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Ala Nascente	x	33,34656	12,44	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	9,42	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Piso 3

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,2274338	36,49	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	131,037736 99,2274338	49,44	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Galeria Central	x	33,34656 44,46208 80,37376	11,46	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	15,73	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Ala Nascente	x	33,34656	12,33	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	9,33	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Cobertura

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,2274338	16,30	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	131,037736 99,2274338	26,20	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Galeria Centrel	x	33,34656 80,37376	23,44	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	44,46208 33,34656	14,03	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Ala Nascente	x	33,34656	7,77	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	5,02	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Paredes

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Parede 8	y	37,665848 57,6465296 75,8732436 49,5718124	10,47	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	126,253336 90,3576212 207,622884 37,665848	3,12	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Parede 9	y	37,665848 57,6465296 75,8732436 49,5718124	8,23	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	126,253336 90,3576212 207,622884 37,665848	2,49	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Parede a	x	53,44	1,74	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	53,44 78,193408 75,4401792 35,1677952	5,35	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Parede b	x	54,3292416 41,341184	0,83	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	28,0795136 21,9061248 33,3461325 88,7018496	2,74	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Parede c	x	197,042498 75,8732436	3,45	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	37,665848 49,5233156 247,53575 154,38148 106,959692	10,58	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

		81,63628 55,407594			
Parede d	x	39,3066564 75,8732436	4,27	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	65,9233168	14,12	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Pilares PM – HEB 240

Através dos valores obtidos em 7.2.1.1 e sabendo que $M_{ply,Rd} = 289,59$ kN e $M_{plz,Rd} = 137,06$ kN, conclui-se que os perfis metálicos resistem ao sismo pelo método das forças laterais, para uma acção sísmica tipo 1, segundo a direcção x.

VIGAS

Como $M_{Rd} = 244,63$ kN.m [6.6.5.7], conclui-se que as vigas resistem ao sismo pelo método das forças laterais, para uma acção sísmica tipo 1, segundo a direcção x.

7.2.2 Acção Sísmica Tipo 2, Direcção x

7.2.2.1 Momento actuante

Piso 1

	e [m]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]
Ala Poente	0,45	21,46	47,79
Galeria Central	0,2	-9,01	-16,96
Ala Nascente	0,2	-12,00	-8,34

Piso 2

	e [m]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]
Ala Poente	0,45	-32,13	48,73
Galeria Central	0,2	-11,42	-14,78
Ala Nascente	0,2	-12,09	-9,40

Piso 3

	e [m]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]
Ala Poente	0,45	-34,55	49,49
Galeria Central	0,2	-11,32	-15,74
Ala Nascente	0,2	-12,10	-9,26

Cobertura

	e [m]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]
Ala Poente	0,45	-15,06	27,15
Galeria Central	0,2	-8,40	-13,90
Ala Nascente	0,2	-7,22	5,18

Paredes

	e [m]	M_x [kN.m]	M_z [kN.m]
Parede - eixo a	0,2	1,82	-5,34
Parede - eixo d	0,25	5,60	18,70
Parede c	0,25	2,69	12,28
Parede b	0,2	0,96	3,19
Elevador	0,2	1,10	3,45

	e [m]	M_y [kN.m]	M_z [kN.m]
Parede 8	0,25	8,60	2,58
Parede 9	0,25	9,10	2,73
Elevador	0,2	2,96	0,99
Escada 4'	0,2	1,57	0,56
Escada 4		2,01	0,65
Parede3		2,53	0,56

Pilares PM – HEB240

	My [kN.m]	Mz [kN.m]
P1	4,56	26,80
P2	2,73	36,65
P3	0,76	44,08
P4	-0,55	47,29
P5	-0,57	48,64
P6	-0,47	48,41
P7	0,39	47,03
P8	0,40	45,06
P9	-0,97	41,06
P10	-2,71	33,28
P11	-3,99	23,47
P12	4,02	24,45
P13	2,77	34,43
P14	1,02	42,19
P15	0,29	46,10
P16	-0,34	-48,16
P17	-0,31	-48,80
P18	0,27	-47,83
P19	-0,28	45,76
P20	-0,89	41,91
P21	-2,59	34,45
P22	-4,29	24,65

Vigas

	M [kN.m]
Piso 3	15,493
Piso 2	28,761
Piso 1	25,098

7.2.2.2 Estudo da Resistência do Edifício

Piso 1

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	203,488143 99,2274338 116,110478	21,46	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	131,037736 99,2274338	47,79	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Galeria Central	x	33,34656 44,46208	9,01	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656	16,96	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Ala Nascente	x	80,37376 33,34656	12	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	8,34	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Piso 2

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,2274338	32,13	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	99,2274338 131,037736 203,488143	48,73	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Galeria Central	x	33,34656 80,37376	11,42	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	14,78	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Ala Nascente	x	33,34656	12,09	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	9,4	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Piso 3

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,2274338	34,55	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	131,037736 99,2274338	49,49	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Galeria Central	x	33,34656 44,46208 80,37376	11,32	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	15,74	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Ala Nascente	x	33,34656	12,1	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	9,26	$M_{Ed} > M_{Rd}$	Resiste

Cobertura

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,2274338	15,06	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	131,037736 99,2274338	27,15	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Galeria Centrel	x	33,34656 80,37376	8,4	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	44,46208 33,34656	13,9	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Ala Nascente	x	33,34656	7,22	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	5,18	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Paredes

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Parede 8	y	37,665848 57,6465296 75,8732436 49,5718124	8,6	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	126,253336	2,58	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO SISMO

		90,3576212 207,622884 37,665848			
Parede 9	y	37,665848 57,6465296 75,8732436 49,5718124	9,1	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	126,253336 90,3576212 207,622884 37,665848	2,73	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Parede a	x	53,44	1,82	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	53,44 78,193408 75,4401792 35,1677952	5,34	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Parede b	x	54,3292416 41,341184	0,96	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	28,0795136 21,9061248 33,3461325 88,7018496	3,19	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Parede c	x	197,042498 75,8732436	2,69	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	37,665848 49,5233156 247,53575 154,38148 106,959692 81,63628 55,407594	12,28	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Parede d	x	39,3066564 75,8732436	5,6	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	65,9233168	18,7	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Pilares

Pelo método das forças laterais, para uma acção sísmica tipo 2, segundo a direcção x, conclui-se que os perfis metálicos resistem ao sismo.

Vigas

Para a acção sísmica tipo 2, segundo a direcção x, verifica-se que as vigas resistem ao sismo.

7.2.3 Cálculo através de Acção Sísmica Tipo 1, Direcção y

7.2.3.1 Momento Actuante

Piso 1

	e [m]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]
Ala Poente	0,45	20,56	46,58
Galeria Central	0,2	7,66	-18,15
Ala Nascente	0,2	-13,70	-9,51

Piso 2

	e [m]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]
Ala Poente	0,45	-31,05	48,46
Galeria Central	0,2	-11,03	-16,61
Ala Nascente	0,2	-13,69	-10,32

Piso 3

	e [m]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]
Ala Poente	0,45	23,85	48,83
Galeria Central	0,2	-11,30	-17,59
Ala Nascente	0,2	-13,03	-9,47

Cobertura

	e [m]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]
Ala Poente	0,45	14,21	27,31
Galeria Central	0,2	-8,26	-20,17
Ala Nascente	0,2	-9,03	8,65

Paredes

	e [m]	M_x [kN.m]	M_z [kN.m]
Parede - eixo a	0,2	3,40	-6,35
Parede - eixo d	0,25	6,45	21,49
Parede c	0,25	3,09	10,11
Parede b	0,2	0,22	-8,04
Elevador	0,2	2,18	5,63

	e [m]	M_y [kN.m]	M_z [kN.m]
Parede 8	0,25	-8,11	2,859
Parede 9	0,25	8,87	2,65
Elevador	0,2	3,33	1,54
Escada 4'	0,2	1,64	1,14
Escada 4		-2,10	1,16
Parede3		-3,66	-1,13

Pilares PM – HEB 240

	My [kN.m]	Mz [kN.m]
P1	3,69	32,40
P2	-2,94	43,64
P3	-1,57	51,99
P4	-0,86	56,77
P5	-0,66	58,60
P6	-0,67	58,38
P7	-0,67	56,63
P8	-0,49	53,34
P9	0,26	48,05
P10	1,30	40,25
P11	1,39	30,30
P12	-1,95	30,71
P13	-1,96	40,73
P14	-0,93	48,48
P15	-0,30	53,51
P16	0,12	56,24
P17	0,21	57,07
P18	0,24	56,19
P19	0,41	53,45
P20	0,94	49,07
P21	1,85	41,59
P22	2,22	30,88

Vigas

	M [kN.m]
Piso 3	15,493
Piso 2	22,961
Piso 1	25,098

7.2.3.2 Estudo da Resistência do Edifício

Piso 1

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	203,488143 99,2274338 116,110478	20,56	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	131,037736 99,2274338	46,58	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Galeria Central	x	33,34656 44,46208	7,66	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656	18,15	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Ala Nascente	x	80,37376 33,34656	13,7	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	9,51	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Piso 2

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,2274338	31,05	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	99,2274338 131,037736 203,488143	48,46	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Galeria Central	x	33,34656 80,37376	11,03	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	16,61	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Ala Nascente	x	33,34656	13,69	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	10,32	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Piso 3

	Direcção	M _{Rd} [kN.m]	M _{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,2274338	23,85	M _{Ed} <M _{Rd}	Resiste
	y	131,037736 99,2274338	48,83	M _{Ed} <M _{Rd}	Resiste
Galeria Central	x	33,34656 44,46208 80,37376	11,3	M _{Ed} <M _{Rd}	Resiste
	y	33,34656 44,46208	17,59	M _{Ed} <M _{Rd}	Resiste
Ala Nascente	x	33,34656	13,03	M _{Ed} <M _{Rd}	Resiste
	y	33,34656 44,46208	9,47	M _{Ed} <M _{Rd}	Resiste

Cobertura

	Direcção	M _{Rd} [kN.m]	M _{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,2274338	14,21	M _{Ed} <M _{Rd}	Resiste
	y	131,037736 99,2274338	27,31	M _{Ed} <M _{Rd}	Resiste
Laje Galeria Centrel	x	33,34656 80,37376	8,26	M _{Ed} <M _{Rd}	Resiste
	y	44,46208 33,34656	20,17	M _{Ed} <M _{Rd}	Resiste
Laje Ala Nascente	x	33,34656	9,03	M _{Ed} <M _{Rd}	Resiste
	y	33,34656 44,46208	8,65	M _{Ed} <M _{Rd}	Resiste

Paredes

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Parede 8	y	37,665848 57,6465296 75,8732436 49,5718124	8,11	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	126,253336 90,3576212 207,622884 37,665848	2,86	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Parede 9	y	37,665848 57,6465296 75,8732436 49,5718124	8,87	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	126,253336 90,3576212 207,622884 37,665848	2,65	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Parede a	x	53,44	3,4	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	53,44 78,193408 75,4401792 35,1677952	6,35	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Parede b	x	54,3292416 41,341184	0,22	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	28,0795136 21,9061248 33,3461325 88,7018496	8,04	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Parede c	x	197,042498 75,8732436	3,09	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	37,665848 49,5233156 247,53575 154,38148 106,959692	10,11	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

		81,63628 55,407594			
Parede d	x	39,3066564 75,8732436	6,45	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	65,9233168	21,49	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Pilares PM – HEB240

Pelo método das forças laterais, para uma acção sísmica tipo 1, segundo a direcção y, conclui-se que os perfis metálicos resistem ao sismo.

Vigas

Para a acção sísmica tipo 1, segundo a direcção y, verifica-se que as vigas resistem ao sismo.

7.2.4 Cálculo através de Acção Sísmica Tipo 2, Direcção y

7.2.4.1 Momento Actuante

Piso 1

	e [m]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]
Ala Poente	0,45	-26,32	46,89
Galeria Central	0,2	-9,08	-15,72
Ala Nascente	0,2	-12,05	-8,43

Piso 2

	e [m]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]
Ala Poente	0,45	-31,40	48,53
Galeria Central	0,2	-11,12	-16,14
Ala Nascente	0,2	-12,87	-9,31

Piso 3

	e [m]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]
Ala Poente	0,45	-33,43	49,00
Galeria Central	0,2	-11,28	-17,12
Ala Nascente	0,2	-12,72	-9,42

Cobertura

	e [m]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]
Ala Poente	0,45	-16,98	26,99
Galeria Central	0,2	-6,32	-15,46
Ala Nascente	0,2	-8,16	7,10

Paredes

	e [m]	M_x [kN.m]	M_z [kN.m]
Parede - eixo a	0,2	2,52	-6,08
Parede - eixo d	0,25	6,23	20,77
Parede c	0,25	-3,78	-11,13
Parede b	0,2	-2,04	-6,26

	e [m]	M_y [kN.m]	M_z [kN.m]
Parede 8	0,25	-8,22	-2,56
Parede 9	0,25	8,96	2,68
Escada 4'	0,2	1,62	-1,02
Escada 4		-2,03	0,92
Parede3		-3,54	-1,09

Pilares PM – HEB240

	My [kN.m]	Mz [kN.m]
P1	-3,93	30,96
P2	3,02	41,80
P3	1,47	49,84
P4	-0,68	54,38
P5	-0,52	56,07
P6	-0,56	55,83
P7	0,60	54,16
P8	-0,44	50,99
P9	-0,40	45,85
P10	-1,63	38,24
P11	-2,04	28,57
P12	2,60	29,02
P13	2,28	38,85
P14	1,05	46,50
P15	0,31	51,46
P16	-0,10	54,11
P17	-0,13	54,91
P18	-0,13	54,01
P19	-0,29	51,32
P20	-0,90	47,25
P21	-2,02	39,79
P22	-2,73	29,31

Vigas

	M_{max} [kN.m]
Piso 3	15,41
Piso 2	25,29
Piso 1	22,41

7.2.4.2 Estudo da Resistência do Edifício

Piso 1

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	203,488143 99,2274338 116,110478	26,32	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	131,037736 99,2274338	46,89	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Galeria Central	x	33,34656 44,46208	9,08	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656	15,72	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Ala Nascente	x	80,37376 33,34656	12,05	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	8,43	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Piso 2

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,2274338	31,4	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	99,2274338 131,037736 203,488143	48,53	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Galeria Central	x	33,34656 80,37376	11,12	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	16,14	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Ala Nascente	x	33,34656	12,87	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	9,31	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Piso 3

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,2274338	33,43	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	131,037736 99,2274338	49	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Galeria Central	x	33,34656 44,46208 80,37376	11,28	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	17,12	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Ala Nascente	x	33,34656	12,72	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	9,42	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Cobertura

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,2274338	16,98	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	131,037736 99,2274338	26,66	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Galeria Central	x	33,34656 80,37376	6,32	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	44,46208 33,34656	15,46	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Ala Nascente	x	33,34656	8,16	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	7,1	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Paredes

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Parede 8	y	37,665848 57,6465296 75,8732436 49,5718124	8,22	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	126,253336	2,56	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO SISMO

		90,3576212 207,622884 37,665848			
Parede 9	y	37,665848 57,6465296 75,8732436 49,5718124	8,96	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	126,253336 90,3576212 207,622884 37,665848	2,68	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Parede a	x	53,44	2,52	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	53,44 78,193408 75,4401792 35,1677952	6,08	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Parede b	x	54,3292416 41,341184	6,23	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	28,0795136 21,9061248 33,3461325 88,7018496	20,77	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Parede c	x	197,042498 75,8732436	3,78	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	37,665848 49,5233156 247,53575 154,38148 106,959692 81,63628 55,407594	11,13	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Parede d	x	39,3066564 75,8732436	2,04	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	65,9233168	6,26	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Pilares PM – HEB240

Pelo método das forças laterais, para uma acção sísmica tipo 2, segundo a direcção y, conclui-se que os perfis metálicos resistem ao sismo.

Vigas

Para a acção sísmica tipo 2, segundo a direcção y, verifica-se que as vigas resistem ao sismo.

7.3 Estudo do Risco Sísmico a partir da Análise Modal por Espectros de Resposta

No Capítulo 6, ponto [6.4], estão definidos os espectros de dimensionamento, para uma acção Sísmica Tipo 1 e Tipo 2.

7.3.1 Acção Sísmica Tipo 1, Direcção x

7.3.1.1 Valores Máximos da Coordenada Generalizada do Deslocamento e Coeficiente de Participação modal

Para os modos considerados, obtiveram-se com o auxílio do programa ANSYS os valores máximos da coordenada generalizada do deslocamento, que indicam a contribuição de cada modo para a resposta da estrutura, os quais se encontram indicados na tabela 18.

Modo	Valores máximos da coordenada generalizada do deslocamento	Coeficiente de Participação Modal
17	-0,7842	-1454,1
10	0,4997	580,85
16	-0,4172	-758,54
19	-0,2379	-448,47
21	-0,2183	-449,68
18	-0,2064	-386,77
15	-0,1034	-185,40
7	-0,0953	-70,97
22	0,0697	146,35
13	-0,0646	-90,63
24	-0,0573	-137,67
1	0,0522	19,11
12	0,0318	39,56
14	-0,0251	-44,79
20	-0,0213	-41,04
8	-0,0204	-16,16
11	0,0174	20,37
2	0,0157	5,97
25	0,0074	18,02
9	0,0071	7,20
4	0,0032	-137,67
3	0,003	1,49
23	0,0025	5,49
6	0,0008	0,45
5	0,0003	0,17

Tabela 18 – Valores máximos da coordenada generalizada do deslocamento e Valores do Coeficiente de Participação modal, para acção sísmica tipo 1, direcção x

Os valores negativos devem-se ao sentido do sismo. Sendo este o mais desfavorável.

Pode-se verificar na tabela que a maior contribuição é atribuída ao modo 17 e que por exemplo o modo 21 está na quinta posição. Assim o valor máximo da coordenada generalizada do deslocamento não tem uma relação decrescente com o aumento da frequência natural. Isto dificulta a descrição sobre o número dos modos a incluir na análise.

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO SISMO

No entanto a partir do modo 20, a contribuição é menor que 3% do valor correspondente ao modo 17, pelo que o número de modos considerado se pode admitir suficiente.

Para a acção Sísmica Tipo 1, aplicada segundo a direcção x, o modo que mais contribui para a resposta sísmica é aquele que apresenta um valor mais elevado do factor de importância, ou seja, o modo 17. O modo 5 é o que menos contribui.

7.3.1.2 Momento Actuante

Piso 1

	e [m]	Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
		M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]
Ala Poente	0,45	7,58	3,75	-19,84	51,54
Galeria Central	0,2	1,69	2,40	-7,30	-14,31
Ala Nascente	0,2	1,38	1,02	-10,59	-7,35

Piso 2

	e [m]	Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
		M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]
Ala Poente	0,45	17,85	9,18	-14,75	57,94
Galeria Central	0,2	3,53	10,07	-7,85	14,91
Ala Nascente	0,2	1,82	1,94	-7,60	8,80

Piso 3

	e [m]	Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
		M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]
Ala Poente	0,45	18,11	9,18	-16,80	58,68
Galeria Central	0,2	4,16	9,90	-7,10	-5,86
Ala Nascente	0,2	1,94	1,60	-10,07	-7,69

Cobertura

	e [m]	Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
		M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]
Ala Poente	0,45	14,37	8,55	-1,03	-5,32
Galeria Central	0,2	30,32	15,05	25,34	6,25
Ala Nascente	0,2	3,34	3,06	-3,84	8,21

Paredes

	e [m]	Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
		M _x [kN.m]	M _z [kN.m]	M _x [kN.m]	M _z [kN.m]
Parede - eixo a	0,2	0,41	1,17	2,21	6,39
Parede - eixo d	0,25	0,65	1,98	4,90	16,01
Parede c	0,25	0,47	1,99	3,92	12,57
Parede b	0,2	0,61	1,96	1,17	3,60

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO SISMO

	e [m]	Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
		M _y [kN.m]	M _z [kN.m]	My [kN.m]	Mz [kN.m]
Parede 8	0,25	6,06	1,20	13,24	3,68
Parede 9	0,25	6,22	1,89	13,79	4,16
Escada 4'	0,2	0,51	0,19	2,09	0,75
Escada 4		1,35	0,36	3,20	0,98
Parede3		0,78	0,21	3,02	0,74

Pilares PM - HEB 240

	Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
	My [kN.m]	Mz [kN.m]	My [kN.m]	Mz [kN.m]
P1	4,12	3,04	8,99	29,85
P2	3,77	1,63	6,82	38,22
P3	3,63	0,85	14,08	44,97
P4	3,51	1,12	3,32	48,62
P5	3,44	1,15	3,27	49,95
P6	3,43	1,20	3,18	49,69
P7	3,45	1,50	3,84	48,59
P8	3,48	1,91	3,19	47,04
P9	3,52	2,47	2,81	43,61
P10	3,60	3,24	1,14	36,63
P11	3,82	4,29	0,07	27,85
P12	3,77	4,73	8,11	28,90
P13	3,50	3,60	6,55	37,75
P14	3,39	2,78	4,65	44,76
P15	3,34	2,10	3,65	48,04
P16	3,31	1,37	3,19	-46,66
P17	3,29	0,99	3,43	49,66
P18	3,28	1,35	3,49	-46,43
P19	3,29	1,65	3,15	47,44
P20	3,32	1,87	2,63	43,87
P21	3,38	2,62	1,02	37,23
P22	3,59	3,72	-0,46	28,53

Vigas

	Análise modal por espectro de resposta	Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral
	$M_{\text{máx}}$ [kN.m]	M [kN.m]
Piso 3	3,85	-14,19
Piso 2	6,403	35,65
Piso 1	11,051	36,24

7.3.1.3 Análise da Resistência do Edifício

Piso 1

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	203,488143 99,2274338 116,110478	19,84	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	131,037736 99,2274338	51,54	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Galeria Central	x	33,34656 44,46208	7,3	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656	14,31	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Ala Nascente	x	80,37376 33,34656	10,59	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	7,35	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Piso 2

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,2274338	14,75	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	99,2274338 131,037736 203,488143	57,94	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Galeria Central	x	33,34656 80,37376	7,85	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	14,91	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Ala Nascente	x	33,34656	7,6	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	8,8	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Piso 3

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,2274338	16,8	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	131,037736 99,2274338	58,68	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Galeria Central	x	33,34656 44,46208 80,37376	7,1	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	5,86	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Ala Nascente	x	33,34656	10,07	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	7,69	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Cobertura

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,2274338	1,03	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	131,037736 99,2274338	5,32	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Galeria Centrel	x	33,34656 80,37376	25,34	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	44,46208 33,34656	6,25	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Ala Nascente	x	33,34656	3,84	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,34656 44,46208	8,21	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Paredes

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Parede 8	y	37,665848 57,6465296 75,8732436 49,5718124	13,24	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	126,253336 90,3576212 207,622884 37,665848	3,68	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Parede 9	y	37,665848 57,6465296 75,8732436 49,5718124	13,79	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	126,253336 90,3576212 207,622884 37,665848	4,16	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO SISMO

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Parede a	x	53,44	2,21	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	53,44 78,193408 75,4401792 35,1677952	6,39	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Parede b	x	54,3292416 41,341184	1,17	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	28,0795136 21,9061248 33,3461325 88,7018496	3,6	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Parede c	x	197,042498 75,8732436	3,92	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	37,665848 49,5233156 247,53575 154,38148 106,959692 81,63628 55,407594	12,57	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Parede d	x	39,3066564 75,8732436	4,9	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	65,9233168	16,01	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Pilares PM – HEB240

Pela análise modal por espectro de resposta, para uma acção sísmica tipo 1, segundo a direcção x, conclui-se que os perfis metálicos resistem ao sismo.

Vigas

Para a acção sísmica tipo 1, segundo a direcção x, verifica-se que as vigas resistem ao sismo.

7.3.2 Acção Sísmica Tipo 2, Direcção x

7.3.2.1 Valores Máximos da Coordenada Generalizada do Deslocamento e Coeficiente de Participação modal

Analogamente ao efectuado para o sismo tipo 1, tem-se na tabela 19 o valor máximo da coordenada generalizada do deslocamento para cada modo.

Modo	Valores máximos da coordenada generalizada do deslocamento	Coeficiente de Participação Modal
17	-0,7842	-1454,1
10	0,4997	580,85
16	-0,4172	-758,54
19	-0,2379	-448,47
21	-0,2183	-449,68
18	-0,2064	-386,77
15	-0,1034	-185,40
7	-0,0953	-70,97
22	0,0697	146,35
13	-0,0646	-90,63
24	-0,0573	-137,67
1	0,0522	19,11
12	0,0318	39,56
14	-0,0251	-44,79
20	-0,0213	-41,04
8	-0,0204	-16,16
11	0,0174	20,37
2	0,0157	5,97
25	0,0074	18,02
9	0,0071	7,20
4	0,0032	-137,67
3	0,003	1,49
23	0,0025	5,49
6	0,0008	0,45
5	0,0003	0,17

Tabela 19- Valores máximos da coordenada generalizada do deslocamento para acção sísmica tipo 2, direcção x

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO SISMO

Para a acção Sísmica Tipo 2, aplicada segundo a direcção x, o modo que mais contribui para a análise sísmica é o modo 17 e o que menos contribui é o modo 5.

A partir do modo 21, a contribuição é menor que 3% do valor obtido para o modo 17, pelo que se conclui que o número de modos considerados é suficiente.

7.3.2.2 Momento Actuante

Piso 1

	e [m]	Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
		M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]
Ala Poente	0,45	7,58	3,75	-19,84	51,54
Galeria Central	0,2	1,69	2,40	-7,30	-14,31
Ala Nascente	0,2	1,38	1,02	-10,59	-7,35

Piso 2

	e [m]	Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
		M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]
Ala Poente	0,45	17,85	9,18	-14,75	57,94
Galeria Central	0,2	3,53	10,07	-7,85	14,91
Ala Nascente	0,2	1,82	1,94	-7,60	8,80

Piso 3

	e [m]	Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
		M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]
Ala Poente	0,45	18,11	9,18	-16,80	58,68
Galeria Central	0,2	4,16	9,90	-7,10	-5,86
Ala Nascente	0,2	1,94	1,60	-10,07	-7,69

Cobertura

	e [m]	Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
		M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]
Ala Poente	0,45	14,37	8,55	-1,03	-5,32
Galeria Central	0,2	30,32	15,05	25,34	6,25
Ala Nascente	0,2	3,34	3,06	-3,84	8,21

Paredes

	e [m]	Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
		M _x [kN.m]	M _z [kN.m]	M _x [kN.m]	M _z [kN.m]
Parede - eixo a	0,2	0,41	1,17	2,21	6,39
Parede - eixo d	0,25	0,65	1,98	4,90	16,01
Parede c	0,25	0,49	1,99	3,94	12,57
Parede b	0,2	0,61	1,96	1,17	3,60

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO SISMO

	e [m]	Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
		M _y [kN.m]	M _z [kN.m]	My [kN.m]	Mz [kN.m]
Parede 8	0,25	6,06	1,81	13,24	4,29
Parede 9	0,25	6,22	1,89	13,79	4,16
Escada 4'	0,2	0,51	0,19	2,09	0,75
Escada 4		1,35	0,36	3,20	0,98
Parede3		0,78	0,21	3,02	0,74

Pilares PM - HEB 240

	Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
	My [kN.m]	Mz [kN.m]	My [kN.m]	Mz [kN.m]
P1	4,12	3,04	8,99	29,85
P2	3,77	1,63	6,82	38,22
P3	3,63	0,85	14,08	44,97
P4	3,51	1,12	3,32	48,62
P5	3,44	1,15	3,27	49,95
P6	3,43	1,20	3,18	49,69
P7	3,45	1,50	3,84	48,59
P8	3,48	1,91	3,19	47,04
P9	3,52	2,47	2,81	43,61
P10	3,60	3,24	1,14	36,63
P11	3,82	4,29	0,07	27,85
P12	3,77	4,73	8,11	28,90
P13	3,50	3,60	6,55	37,75
P14	3,39	2,78	4,65	44,76
P15	3,34	2,10	3,65	48,04
P16	3,31	1,37	3,19	-46,66
P17	3,29	0,99	3,43	49,66
P18	3,28	1,35	3,49	-46,43
P19	3,29	1,65	3,15	47,44
P20	3,32	1,87	2,63	43,87
P21	3,38	2,62	1,02	37,23
P22	3,59	3,72	-0,46	28,53

Vigas

	Análise modal por espectro de resposta	Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral
	M_{\max} [kN.m]	M [kN.m]
Piso 3	3,85	-14,19
Piso 2	6,403	35,65
Piso 1	11,051	36,24

7.3.2.3 Cálculo da Resistência do Edifício

Piso 1

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	203,49 99,23 116,11	19,84	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	131,04 99,23	51,54	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Galeria Central	x	33,35 44,46	7,3	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,35	14,31	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Ala Nascente	x	80,37 33,35	10,59	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,35 44,46	7,35	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Piso 2

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,23	14,75	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	99,23 131,04 203,49	57,94	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Galeria Central	x	33,35 80,37	7,85	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,35 44,46	14,91	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO SISMO

Laje Ala Nascente	x	33,35	7,6	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,35 44,46	8,8	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Piso 3

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,23	16,8	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	131,04 99,23	58,68	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Galeria Central	x	33,35 44,46 80,37	7,1	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,35 44,46	5,86	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Ala Nascente	x	33,35	10,07	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,35 44,46	7,69	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Cobertura

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,23	1,03	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	131,04 99,23	5,32	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Galeria Centrel	x	33,35 80,37	25,34	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	44,46 33,35	6,25	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Ala Nascente	x	33,35	3,84	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,35 44,46	8,21	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Paredes

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Parede 8	y	37,67	13,24	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
		57,65			
		75,87			
		49,57			
	z	126,25	3,68	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
		90,36			
		207,62			
		37,67			
Parede 9	y	37,67	13,79	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
		57,65			
		75,87			
		49,57			
	z	126,25	4,16	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
		90,36			
		207,62			
		37,67			

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Parede a	x	53,44	2,21	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	53,44	6,39	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
		78,19			
		75,44			
	x	35,17	1,17	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
		54,33			
	z	41,34	3,6	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
		28,08			
Parede b	x	21,91	3,92	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
		33,35			
	z	88,70	12,57	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
		37,67			
Parede c	x	49,52	3,92	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
		247,54			
	z	154,38	12,57	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
		106,96			

		81,64 55,41			
Parede d	x	39,31 75,87	4,9	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	65,92	16,01	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

7.3.3 Acção Sísmica Tipo 1, Direcção y

7.3.3.1 Valores Máximos da Coordenada Generalizada do Deslocamento e Coeficiente de participação modal

Analogamente ao descrito anteriormente para o sismo na direcção x, apresenta-se na tabela 20 os valores máximos da coordenada generalizada do deslocamento e os valores do coeficiente de participação modal.

Modo	Valores máximos da coordenada generalizada do deslocamento	Coefficiente de Participação modal
9	-1,9250	-1955,21
7	-1,2235	-910,79
10	-0,3840	-446,38
1	-0,2269	-83,12
13	-0,1131	-158,63
8	-0,0710	-56,12
16	-0,0690	-125,53
2	-0,0560	-21,28
12	-0,0516	-64,29
19	-0,0514	-96,84
17	-0,0470	-87,14
18	0,0337	63,14
6	0,0313	18,19
11	-0,0289	-33,81
15	-0,0211	-37,81
3	-0,0199	-9,81
4	-0,0191	-9,80
5	0,0151	8,57
22	-0,0102	-21,33
23	0,0085	18,56
20	-0,0050	-9,67
25	0,0045	10,94
14	-0,0040	-7,17
21	-0,0019	-3,85
24	-0,0005	-1,15

Tabela 20 – Valores máximos da coordenada generalizada do deslocamento para acção sísmica tipo 1, segundo a direcção y

Para a acção Sísmica Tipo 1, aplicada segundo a direcção y, o modo que mais contribui para a análise sísmica é aquele que apresenta um valor mais elevado de deslocamento, ou seja, o modo 9. O modo 24 é o que menos contribui para a análise sísmica.

A partir do modo 20, a contribuição é menor que 3% do valor obtido para o modo 9. Assim, o número de modos considerado é suficiente.

7.3.3.2 Momento Actuante

	e [m]	Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
		M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]
Ala Poente	0,45	12,00	6,06	-15,43	53,84
Galeria Central	0,2	4,24	5,68	-4,75	-11,03
Ala Nascente	0,2	2,69	2,39	-9,28	-5,98

Piso 1

Piso 2

	e [m]	Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
		M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]
Ala Poente	0,45	7,06	7,37	-25,53	56,13
Galeria Central	0,2	3,08	4,80	-8,30	9,63
Ala Nascente	0,2	2,72	3,63	-6,69	10,48

Piso 3

	e [m]	Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
		M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]
Ala Poente	0,45	7,27	7,76	-27,64	57,25
Galeria Central	0,2	3,18	4,79	-8,07	-10,97
Ala Nascente	0,2	3,32	3,15	-8,69	-6,14

Cobertura

		Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
	e [m]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]
Ala Poente	0,45	5,11	7,96	-10,29	-5,91
Galeria Central	0,2	6,33	10,49	1,35	1,69
Ala Nascente	0,2	2,84	5,42	-4,34	10,57

Paredes

		Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
	e [m]	M _x [kN.m]	M _z [kN.m]	M _x [kN.m]	M _z [kN.m]
Parede - eixo a	0,2	1,07	1,96	2,87	7,17
Parede - eixo d	0,25	1,74	5,26	5,98	19,29
Parede c	0,25	0,94	2,97	4,39	13,55
Parede b	0,2	1,48	4,60	2,04	6,24

		Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
	e [m]	M _y [kN.m]	M _z [kN.m]	M _y [kN.m]	M _z [kN.m]
Parede 8	0,25	4,40	1,53	11,58	4,00
Parede 9	0,25	4,90	1,70	12,47	3,97
Escada 4'	0,2	0,86	0,55	2,71	1,17
Escada 4		0,47	0,22	2,71	0,75
Parede3		0,82	0,26	0,82	0,26

Pilares PM – HEB240

	Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
	My [kN.m]	Mz [kN.m]	My [kN.m]	Mz [kN.m]
P1	0,77	4,47	5,64	31,28
P2	0,36	6,04	3,42	42,63
P3	0,67	7,35	11,12	51,46
P4	0,72	8,47	0,53	55,97
P5	0,66	9,33	0,48	58,12
P6	0,54	9,83	0,28	58,32
P7	0,41	9,98	0,80	57,07
P8	0,36	9,82	0,07	54,96
P9	0,61	9,40	-0,10	50,55
P10	13,55	8,68	11,10	42,07
P11	2,36	7,67	-1,40	31,23
P12	2,57	8,78	6,91	32,94
P13	1,42	8,37	4,48	42,52
P14	0,58	8,77	1,84	50,74
P15	0,32	8,91	0,63	54,85
P16	0,35	8,86	0,23	-39,17
P17	0,48	8,65	0,62	57,32
P18	0,59	8,26	0,80	-39,53
P19	0,61	7,71	0,48	53,51
P20	0,45	7,02	-0,24	49,03
P21	0,34	6,16	-2,02	40,77
P22	1,12	5,77	-2,93	30,58

Vigas

	Análise modal por espectro de resposta	Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral
	M [kN.m]	M [kN.m]
Piso 3	10,428	-9,977
Piso 2	16,15	23,748
Piso 1	21,107	37,514

7.3.3.3 Cálculo da Resistência do Edifício

Piso 1

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	203,49 99,23 116,11	15,43	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	131,04 99,23	53,84	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Galeria Central	x	33,35 44,46	4,75	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,35	11,03	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Ala Nascente	x	80,37 33,35	9,28	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,35 44,46	5,98	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Piso 2

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,23	25,53	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	99,23 131,04 203,49	56,13	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Galeria Central	x	33,35 80,37	8,3	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,35 44,46	9,63	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Ala Nascente	x	33,35	6,69	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,35 44,46	10,48	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Piso 3

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,23	27,64	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	131,04 99,23	57,25	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Galeria Central	x	33,35 44,46 80,37	8,07	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,35 44,46	10,97	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Ala Nascente	x	33,35	8,69	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,35 44,46	6,14	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Cobertura

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,23	10,29	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	131,04 99,23	5,91	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Galeria Central	x	33,35 80,37	1,35	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	44,46 33,35	1,69	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Ala Nascente	x	33,35	4,34	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,35 44,46	10,57	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Paredes

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Parede 8	y	37,67 57,65 75,87 49,57	11,58	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	126,25 90,36 207,62 37,67	4	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Parede 9	y	37,67 57,65 75,87 49,57	12,47	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	126,25 90,36 207,62 37,67	3,97	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Parede a	x	53,44	2,87	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	53,44 78,19 75,44 35,17	7,17	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Parede b	x	54,33 41,34	2,04	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	28,08 21,91 33,35 88,70	6,24	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Parede c	x	197,04 75,87	4,39	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	37,67 49,52 247,54	13,55	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO SISMO

		154,38 106,96 81,64 55,41			
Parede d	x	39,31 75,87	5,98	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	65,92	19,29	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Pilares PM – HEB240

Pela análise modal por espectro de resposta, para uma acção sísmica tipo 1, segundo a direcção y, conclui-se que os perfis metálicos resistem ao sismo.

Vigas

Para a acção sísmica tipo 1, segundo a direcção y, verifica-se que as vigas resistem ao sismo.

7.3.4 Acção Sísmica Tipo 2, Direcção y

7.3.4.1 Valores Máximos da Coordenada Generalizada do Deslocamento e Coeficiente de Participação modal

Modo	Valores máximos da coordenada generalizada do deslocamento	Coeficiente de Participação modal
9	-1,9250	-1955,21
7	-1,2235	-910,79
10	-0,3840	-446,38
1	-0,2269	-83,12
13	-0,1131	-158,63
8	-0,0710	-56,12
16	-0,0690	-125,53
2	-0,0560	-21,28
12	-0,0516	-64,29
19	-0,0514	-96,84
17	-0,0470	-87,14
18	0,0337	63,14
6	0,0313	18,19
11	-0,0289	-33,81
15	-0,0211	-37,81
3	-0,0199	-9,81
4	-0,0191	-9,80
5	0,0151	8,57
22	-0,0102	-21,33
23	0,0085	18,56
20	-0,0050	-9,67
25	0,0045	10,94
14	-0,0040	-7,17
21	-0,0019	-3,85
24	-0,0005	-1,15

Tabela 21- Valores máximos da coordenada generalizada do deslocamento para acção sísmica tipo 2, segundo a direcção y

Na tabela 21, visualiza-se o valor máximo da coordenada generalizada do deslocamento de cada modo para uma acção sísmica tipo 2, segundo a direcção y.

Para uma análise sísmica do Tipo 2, segundo a direcção y, o modo que mais contribui é o 6 e o que menos contribui é o 20.

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO SISMO

Para os modos 22, a contribuição é menor que 3% do que o modo 6, e assim considera-se o número suficiente.

7.3.4.2 Momento Actuante

Piso 1

	e	Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
		M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]
x	0,45	12,00	6,06	-15,43	53,84
Galeria Central	0,2	4,24	5,68	-4,75	-11,03
Ala Nascente	0,2	2,69	2,39	-9,28	-5,98

Piso 2

	e	Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
		M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]
Ala Poente	0,45	7,06	7,37	-25,53	56,13
Galeria Central	0,2	3,08	4,80	-8,30	9,63
Ala Nascente	0,2	2,72	3,63	-6,69	10,48

Piso 3

	e	Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
		M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]
Ala Poente	0,45	7,27	7,76	-27,64	57,25
Galeria Central	0,2	3,18	4,79	-8,07	-10,97
Ala Nascente	0,2	3,32	3,15	-8,69	-6,14

Cobertura

		Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
	e [m]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]
Ala Poente	0,45	5,11	7,96	-10,29	-5,91
Galeria Central	0,2	6,33	10,49	1,35	1,69
Ala Nascente	0,2	2,84	5,42	-4,34	10,57

Paredes

		Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
	e [m]	M _x [kN.m]	M _z [kN.m]	M _x [kN.m]	M _z [kN.m]
Parede - eixo a	0,2	1,07	1,96	2,87	7,17
Parede - eixo d	0,25	1,74	5,26	5,98	19,29
Parede c	0,25	0,94	2,97	4,39	13,55
Parede b	0,2	1,48	4,60	2,04	6,24

		Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
	e [m]	M _y [kN.m]	M _z [kN.m]	M _y [kN.m]	M _z [kN.m]
Parede 8	0,25	4,40	1,53	11,58	4,00
Parede 9	0,25	4,90	1,70	12,47	3,97
Escada 4'	0,2	0,86	0,55	2,71	1,17
Escada 4		0,47	0,22	2,71	0,75
Parede3		0,82	0,26	0,82	0,26

Pilares PM – HEB240

	Análise modal por espectro de resposta		Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral	
	My [kN.m]	Mz [kN.m]	My [kN.m]	Mz [kN.m]
P1	0,77	4,47	5,64	31,28
P2	0,36	6,04	3,42	42,63
P3	0,67	7,35	11,12	51,46
P4	0,72	8,47	0,53	55,97
P5	0,66	9,33	0,48	58,12
P6	0,54	9,83	0,28	58,32
P7	0,41	9,98	0,80	57,07
P8	0,36	9,82	0,07	54,96
P9	0,61	9,40	-0,10	50,55
P10	13,55	8,68	11,10	42,07
P11	2,36	7,67	-1,40	31,23
P12	2,57	8,78	6,91	32,94
P13	1,42	8,37	4,48	42,52
P14	0,58	8,77	1,84	50,74
P15	0,32	8,91	0,63	54,85
P16	0,35	8,86	0,23	-39,17
P17	0,48	8,65	0,62	57,32
P18	0,59	8,26	0,80	-39,53
P19	0,61	7,71	0,48	53,51
P20	0,45	7,02	-0,24	49,03
P21	0,34	6,16	-2,02	40,77
P22	1,12	5,77	-2,93	30,58

Vigas

	Análise modal por espectro de resposta	Carga permanente+Sobrecarga+Análise espectral
	M [kN.m]	M [kN.m]
Piso 3	10,428	-9,977
Piso 2	16,15	23,748
Piso 1	21,107	37,514

7.3.4.3 Estudo da Resistência do Edifício

Piso 1

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	203,49 99,23 116,11	15,43	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	131,04 99,23	53,84	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Galeria Central	x	33,35 44,46	4,75	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,35	11,03	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Ala Nascente	x	80,37 33,35	9,28	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,35 44,46	5,98	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Piso 2

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,23	25,53	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	99,23 131,04 203,49	56,13	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Galeria Central	x	33,35 80,37	8,3	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,35 44,46	9,63	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Ala Nascente	x	33,35	6,69	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,35 44,46	10,48	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Piso 3

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,23	27,64	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	131,04 99,23	57,25	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Galeria Central	x	33,35 44,46 80,37	8,07	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,35 44,46	10,97	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Ala Nascente	x	33,35	8,69	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,35 44,46	6,14	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Cobertura

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Laje Alveolar	x	99,23	10,29	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	131,04 99,23	5,91	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Galeria Centrel	x	33,35 80,37	1,35	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	44,46 33,35	1,69	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Laje Ala Nascente	x	33,35	4,34	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	y	33,35 44,46	10,57	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Paredes

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Parede 8	y	37,67 57,65 75,87 49,57	11,58	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	126,25	4	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO SISMO

		90,36 207,62 37,67			
Parede 9	y	37,67 57,65 75,87 49,57	12,47	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	126,25 90,36 207,62 37,67	3,97	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

	Direcção	M_{Rd} [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]		
Parede a	x	53,44	2,87	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	53,44 78,19 75,44 35,17	7,17	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Parede b	x	54,33 41,34	2,04	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	28,08 21,91 33,35 88,70	6,24	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Parede c	x	197,04 75,87	4,39	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	37,67 49,52 247,54 154,38 106,96 81,64 55,41	13,55	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
Parede d	x	39,31 75,87	5,98	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste
	z	65,92	19,29	$M_{Ed} < M_{Rd}$	Resiste

Pilares PM – HEB240

Pela análise modal por espectro de resposta, para uma acção sísmica tipo 2, segundo a direcção y, conclui-se que os perfis metálicos resistem ao sismo.

Vigas

Para a acção sísmica tipo 2, segundo a direcção y, verifica-se que as vigas resistem ao sismo.

8 Considerações Finais

Estudou-se o edifício de Engenharia Electrotécnica e Computadores, que foi modelado no programa de cálculo automático, ANSYS.

A resistência ao sismo foi feita com base no EC8, recorrendo-se às análises elásticas lineares, nomeadamente ao método de análise por forças laterais e à análise modal por espectros de resposta.

O método de combinação utilizado na análise modal por espectro de resposta foi a Combinação Quadrática Completa. A aplicação deste método deve-se à proximidade dos valores das frequências obtidas.

Através do valor máximo da coordenada generalizada do deslocamento, observou-se que, para o sismo segundo a direcção x e para ambas as acções sísmicas, o modo que mais contribui para a resposta sísmica é o 17. Segundo a direcção y, para ambas as acções sísmicas o modo que mais contribui para a resposta sísmica, é o modo 11.

Em conclusão, pode dizer-se que visualizando os momentos actuantes obtidos em ambos os métodos, verificou-se que os momentos obtidos pelo método de análise modal por espectros de resposta são superiores aos obtidos pelo método de análise das forças laterais.

Na análise por espectro de resposta, o programa ANSYS não considera na combinação do sismo as parcelas referentes à carga permanente e à sobrecarga, daí a necessidade de somar os esforços devido à carga permanente e sobrecarga aos esforços obtidos na análise modal por espectros de resposta, tal como descrito no capítulo 7. A razão de se terem somado os valores máximos obtidos pela análise estática com os da análise por espectro de resposta, e a localizações desses máximos poder não coincidir, leva a que os momentos obtidos na análise espectral dêem valores superiores aos obtidos pelo método das forças laterais.

Por último deve-se dizer que poderão ter ocorrido erros de interpretação de projecto, devido à complexidade estrutural do edifício em estudo. Todos estes aspectos poderão ter contribuído para uma menor precisão das análises efectuadas.

Através da comparação feita entre os momentos actuantes e os momentos resistentes obtidos por ambas as análises, análise estática e análise por espectro de resposta, verificou-se que na maioria dos elementos estruturais constituintes do edifício, o momento actuante é inferior ao momento resistente.

Pode-se assim afirmar que, de um modo geral, o DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ELECTROTÉCNICA e COMPUTADORES RESISTE AO SISMO de acordo com a regulamentação definida no EC8.

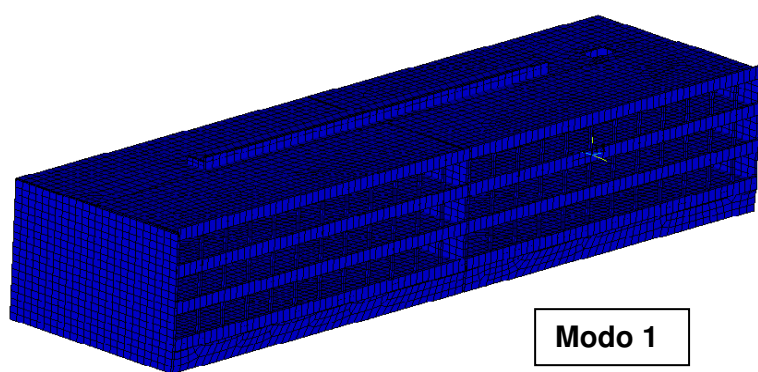
Referências Bibliográficas

- [1] Sousa Sotto-Mayor, Maria Luísa. (2006). *Risco Sísmico em Portugal Continental*. Dissertação para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia do Território. Universidade Técnica de Lisboa. 409pp.
- [2] Amaral, M., Proença, J., Oliveira, C., Adonov, A. (2007). *Avaliação do Risco Sísmico das instalações escolares na área Metropolitana de Lisboa – Uma metodologia baseada na EMS98*. 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica. Porto.
- [3] Proença, Jorge. (2004). *Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica de instalações Hospitalares*. Ciclo de palestras da FCT/UNL e UNIC.
- [4] Albuquerque, Pedro. (2008). *Metodologia de Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica estrutural ao Ministério de Construção do Japão – Adaptação e aplicação ao corpo 22 do Hospital de Santa Maria*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Lisboa. 106pp.
- [5] EN1998 - *Design of structures for earthquake resistance*, Parte 1: General rules, seismic actions and rules for building, CEN, Brussels, 2007
- [6] Marchão, Carla. (2007) “Apontamentos da cadeira de Temas avançados de Estrutura e Geotecnia”, FCT.
- [7] Lopes, Mário. (2008). *Sismos e edifícios*. 1ª Edição. Edições Orion. Alfragide.
- [8] RSA (2006) – *Regulamento de Segurança e Acções para estruturas de Edifícios e Pontes*. Porto Editora. Porto,
- [9] REBAP(2006) – *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*. Porto Editora. Porto.
- [10] EN1990. - *Basis of structural design*, CEN, Brussels, 2002

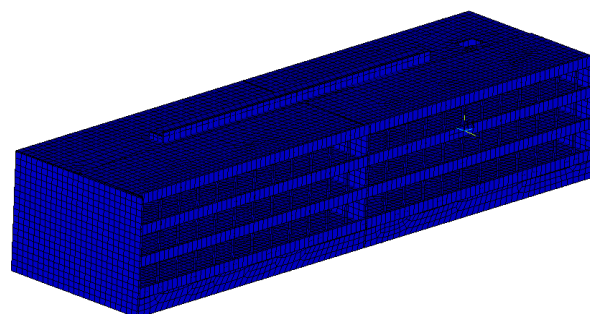
- [11] EN1991 – *Action on Structures*, Parte 1: General Actions, CEN, Brussels, 2002
- [12] EN1992 – *Design of concrete structures*, Parte 1: General rules and rules for buildings, CEN, Brussels, 2004
- [13] Antão, Armando Manuel Sequeira Nunes, “*Apontamentos da cadeira de Fundações I*”, FCT.
- [14] Marques, Eduardo; Gomes, J., (1995) – “Memória Descritiva do Departamento de Engenharia Electrotécnica.” Poliedro.
- [15] Dimitrovová, Zuzana. (2006). “*Apontamentos da Cadeira de Mecânica dos Meios Contínuos – Trabalho de laboratório Computacional*”. FCT.
- [16] Guerreiro, Luís (Março 1999). Apontamentos da Disciplina de Dinâmica e Engenharia Sísmica – “*Revisões de análise modal e análise sísmica por espectros de resposta*”. IST
- [17] Leitão; V.M.A. (1996), “*Apontamentos sobre análise elástica linear de lajes*”, Análise de Estruturas, IST.
- [18] Lúcio, V., Chastres, Carlos (2008) – “*Apontamentos da Cadeira de Reforço e Reparação de Estruturas*.” FCT.

Anexo I

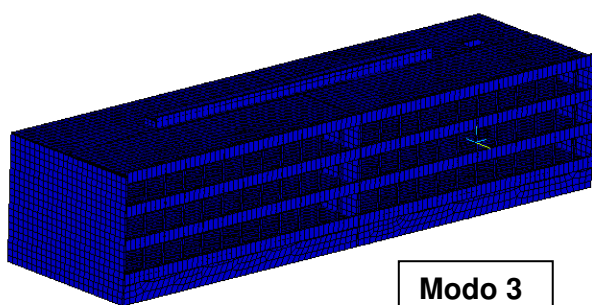
MODOS DE VIBRAÇÃO



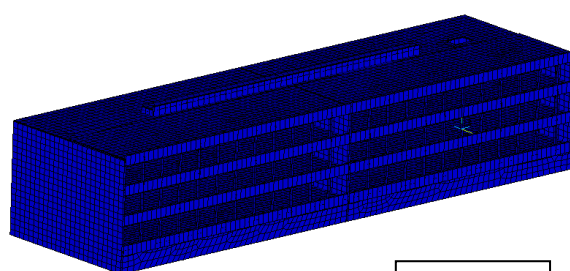
Modo 1



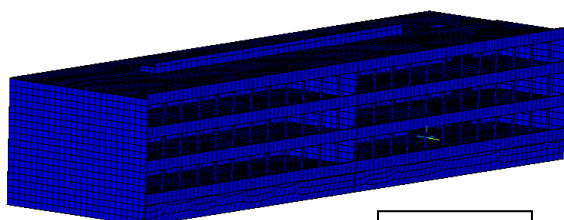
Modo 2



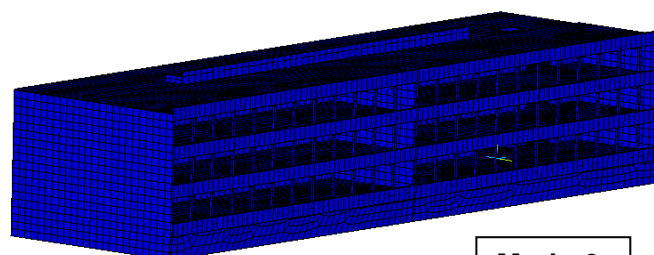
Modo 3



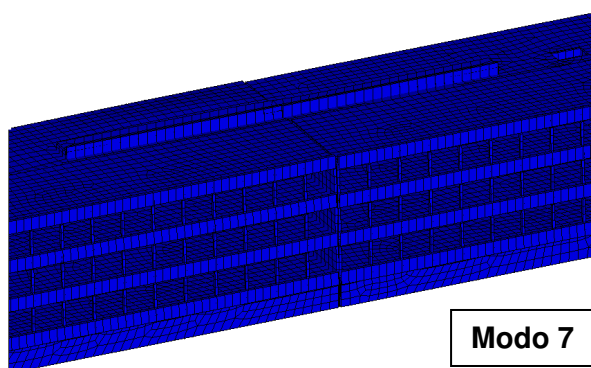
Modo 4



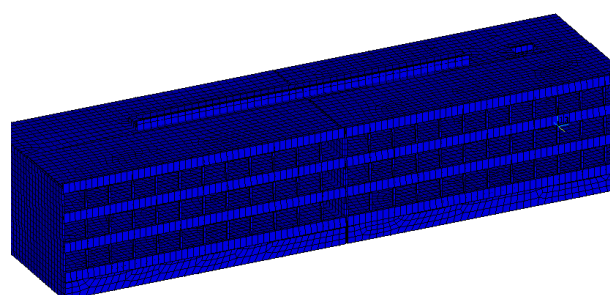
Modo 5



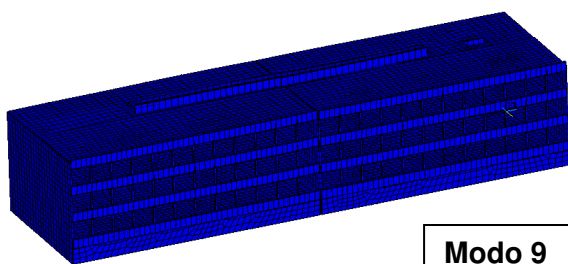
Modo 6



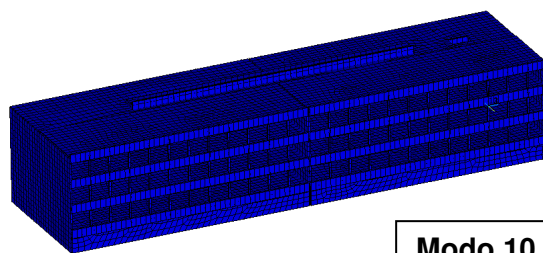
Modo 7



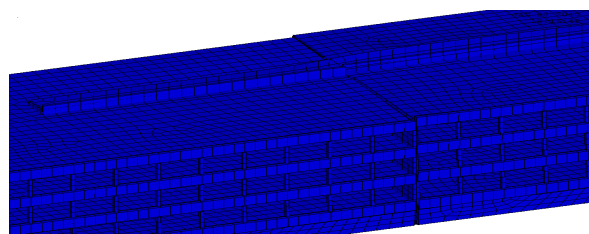
Modo 8



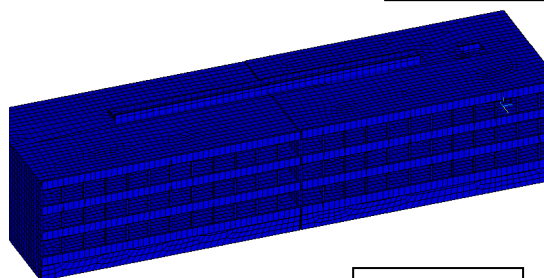
Modo 9



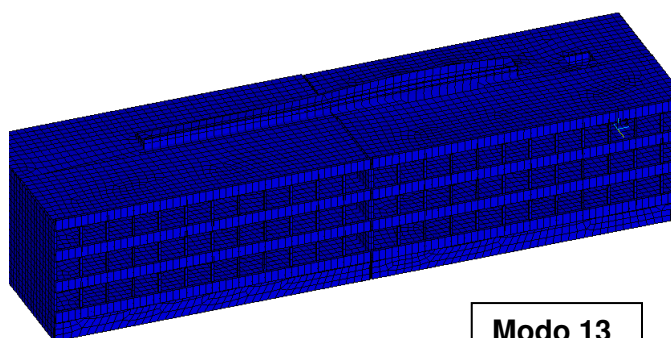
Modo 10



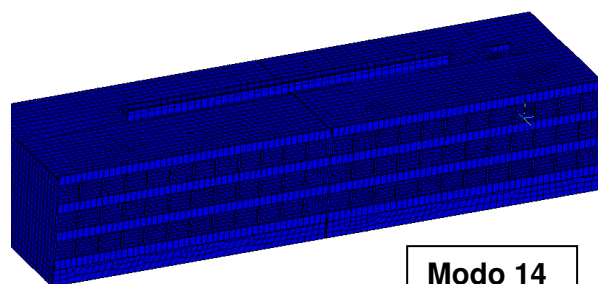
Modo 11



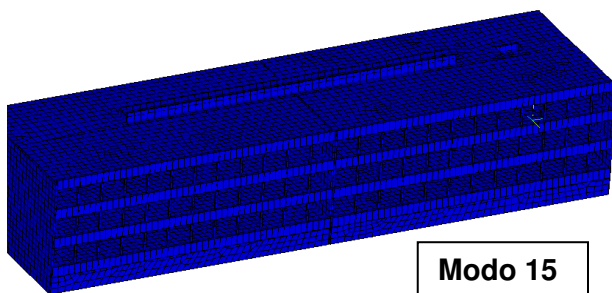
Modo 12



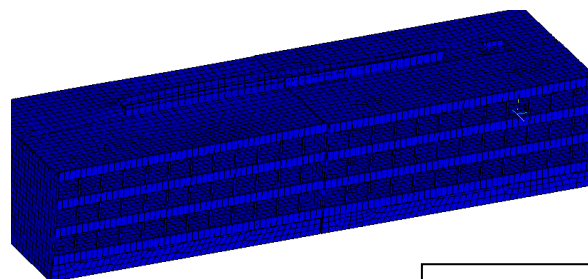
Modo 13



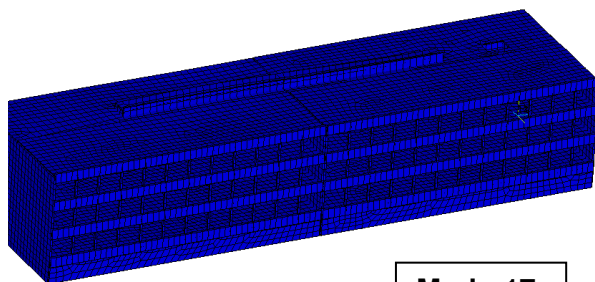
Modo 14



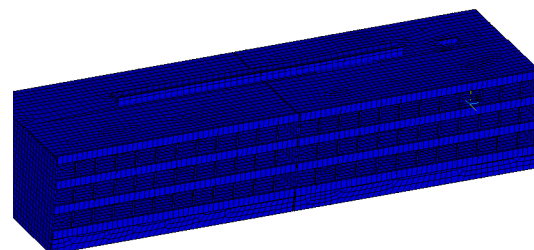
Modo 15



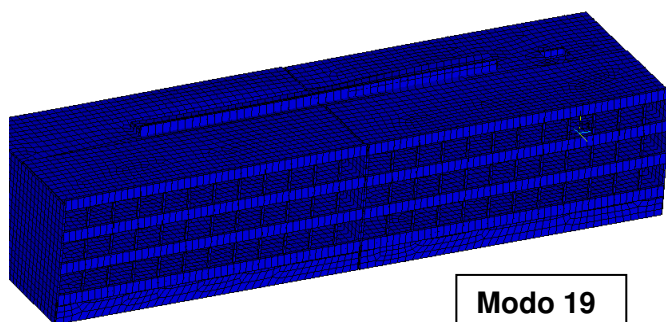
Modo 16



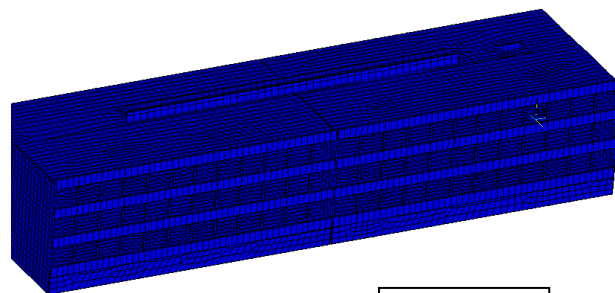
Modo 17



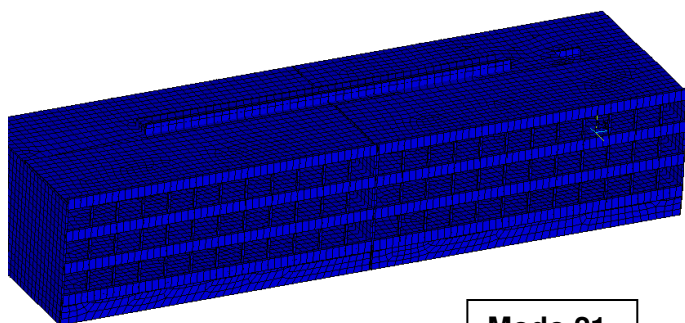
Modo 18



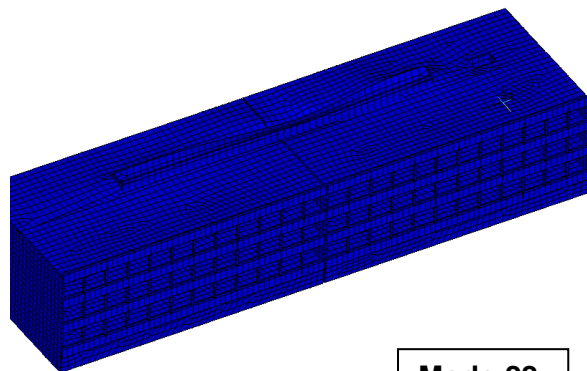
Modo 19



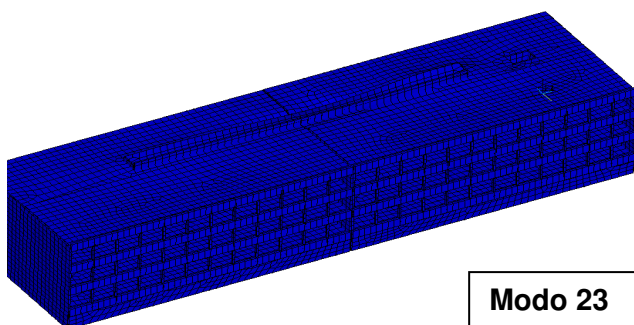
Modo 20



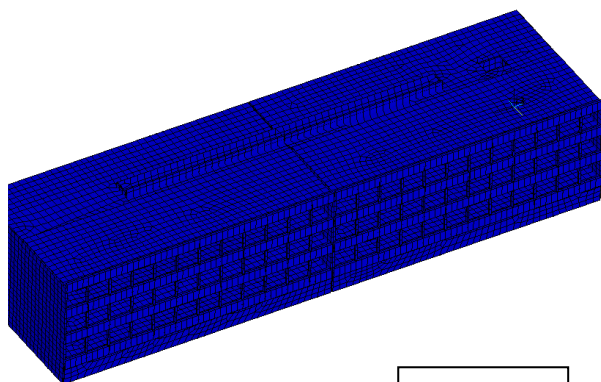
Modo 21



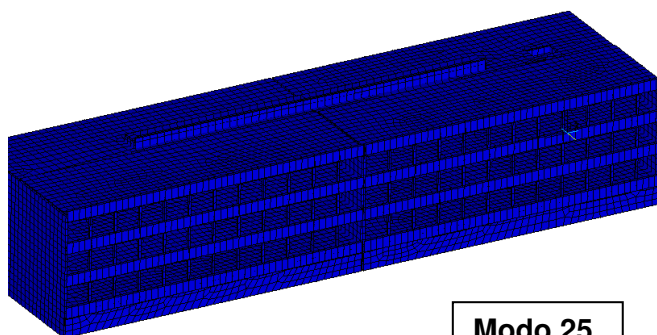
Modo 22



Modo 23



Modo 24



Modo 25